

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

HILTON JOE MACO SARMIENTO

ASESOR: ING. JUAN ANTONIO ALEJO MONTALBETTI SOLARI

Lima, Septiembre de 2014

RESUMEN

Se ha elaborado el diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos conformado con cuatro departamentos por piso ubicado en el distrito de Cercado de Lima. El terrero de cimentación corresponde a una grava arenosa medianamente densa a densa (GP) con una presión admisible de 4.00 kg/cm² a 1.20 m respecto del nivel actual del terreno, no presentando agresividad del suelo a la cimentación.

La estructuración del edificio es en base a Muros de Ductilidad Limitada (MDL) tanto en los ejes X-X e Y-Y con espesores de 10 y 15 cm. Los techos en todos los niveles son losas macizas de 10 y 20 cm de espesor.

Solamente se consideran muros de ladrillo en cerramientos de ambientes y baños los cuales no cumplen ninguna función estructural.

El tipo de cimentación escogido para el diseño será de zapatas aisladas y zapatas continuas conectadas por medio de vigas de cimentación y cimientos corridos.

Con respecto al análisis sísmico, se realizó el análisis estático y el análisis dinámico según lo estipulado en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente para poder comparar las derivas y los desplazamientos con los valores exigidos en la norma.

El análisis y el diseño se realizaron según los requerimientos de las normas NTE E.020 (cargas), NTE E.030 (Diseño Sismorresistente), NTE E.050 (Suelos y Cimentaciones) y NTE E.060 (Concreto Armado) y para el caso de los muros se utilizó el Anexo 02 Especificaciones Normativas para Diseño Sismorresistente en el caso de Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).

INDICE

	<u>Pág.</u>
<u>PARTE 1: ESTRUCTURACION, PREDIMENSIONAMIENTO, METRADO Y ANALISIS</u>	
1. Descripción del Proyecto Arquitectónico	1
2. Estructuración	
2.1 Criterios de estructuración	4
3. Pre dimensionamiento	
3.1 Muros de Ductilidad Limitada y Muros Estructurales	6
3.2 Losas Macizas	9
3.3 Escaleras	10
4. Metrado y Análisis por Cargas de Gravedad	
4.1 Metrado de Losa Maciza	11
4.2 Metrado de Muros	11
4.3 Metrado de Escalera	12
5. Análisis Sísmico	
5.1 Introducción	13
5.2 Parámetros del Análisis Sísmico	13
5.2.1 Parámetros de Sitio	13
5.2.1.1 Zonificación Sísmica del Perú: Factor Z	
5.2.1.2 Condiciones Geotécnicas: Factor S y Tp	
5.2.1.3 Factor de Amplificación Sísmica: Factor C	
5.2.2 Requisitos Generales	14
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	15
5.3.1 Generalidades	15
5.3.2 Periodo Fundamental	15

5.3.3 Fuerza cortante mínima en la base	16
5.3.4 Peso de la Edificación	16
5.4 Análisis Dinámico	16
5.4.1 Generalidades	16
5.4.2 Análisis de modos de vibración	16
5.4.3 Procedimiento del Análisis Dinámico con el programa ETABS	18

PARTE 2: DISEÑO

6. Consideraciones Generales para el Diseño	24
7. Diseño de Losa Maciza	25
7.1 Consideraciones para el Diseño de Losas	25
7.1.1 Diseño por Flexión	25
7.1.2 Diseño por Cortante	27
7.2 Ejemplo de diseño de losa maciza	27
8. Diseño de Muros	35
8.1 Consideraciones para el diseño de muros	35
8.2 Diseño por Flexo compresión	35
8.3 Diseño por Cortante	38
8.4 Ejemplo de diseño de muro	41
9. Diseño de Escaleras	51
9.1 Diseño por Flexión	51
9.2 Verificación por Cortante	52

PARTE 3: CIMENTACION

10. Cimientos Corridos	52
10.1 Consideraciones Generales	52
10.1.1 Pre dimensionamiento del cimiento	55

10.2 Ejemplo del pre dimensionamiento y diseño del cimiento	
Corrido	56
11. Diseño de la Platea de Cimentación	60
11.1 Comportamiento e idealización de la Platea	60
11.2 Esfuerzos actuantes en el Suelo	61
11.3 Diseño por Flexión y Cortante de la Platea de Cimentación	63
11.4 Ejemplo de diseño de la Platea de Cimentación	65
CONCLUSIONES	66
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	68



PARTE 1: ESTRUCTURACION, PREDIMENSIONAMIENTO, METRADO Y ANALISIS

1. DESCRIPCION DEL PROYECTO ARQUITECTONICO

El presente proyecto fue derivado de un proyecto real que consiste en un Conjunto Residencial de 19 edificios de 12 a 16 niveles, el cual contará con una altura máxima de 39.84m. El proyecto real se encuentra ubicado en el distrito del Cercado de Lima sobre un área de terreno de $18,814.20 \text{ m}^2$.

Dado que el edificio es parte de un conjunto habitacional de edificios, los estacionamientos, están en las áreas comunes exteriores del proyecto y por lo tanto no fue necesario la presencia de sótanos.

El proyecto consiste en un edificio multifamiliar de 7 pisos con un área total techada de $1,876.92 \text{ m}^2$, una altura total de 17.15 m y una altura entre piso de 2.45 m.

La distribución del edificio consiste en un ingreso principal el cual conduce al Hall de ascensores y circulación vertical, a través de las escaleras y los dos ascensores, que comunica con los niveles superiores.

El edificio posee 04 departamentos por piso cuya distribución es típica en todos los pisos y consiste en:

Departamento 01: Posee sala-comedor, cocina – lavandería, pasadizo, dormitorio 1 con baño incorporado, dormitorio 2, dormitorio 3, 01 baño común, dormitorio de servicio y baño de servicio. El área techada de este departamento es 65.27 m^2 .

Departamentos 02, 03 y 04: Posee sala-comedor, cocina – lavandería, pasadizo, dormitorio 1 con baño incorporado, dormitorio 2, dormitorio 3, 01 baño común. El área techada de este departamento es 58.25 m^2 .

Se muestran las figuras 01 y 02 correspondientes a las plantas típicas del edificio del primer piso y del segundo al séptimo piso.

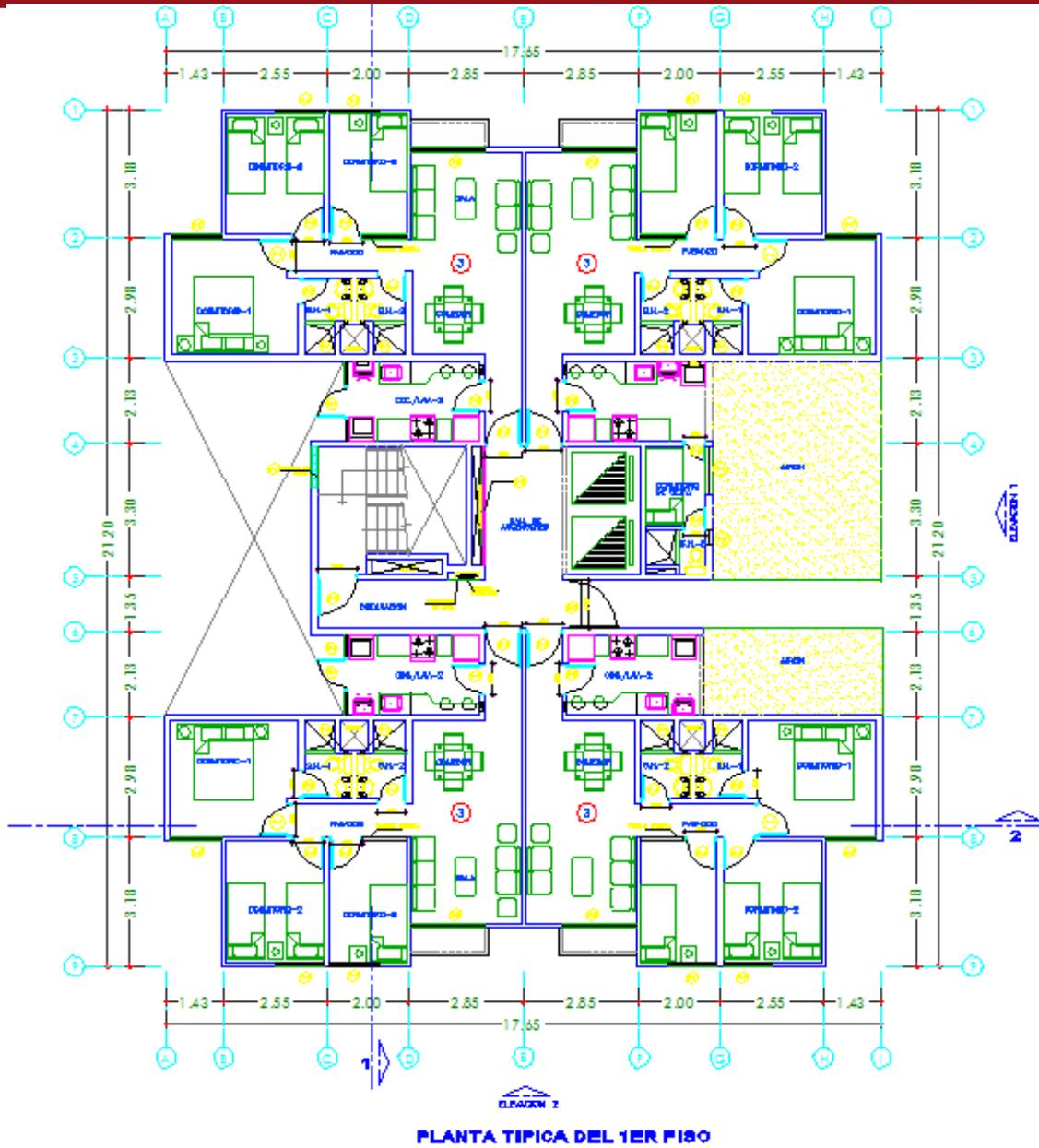


FIGURA 1.1 Planta primer piso

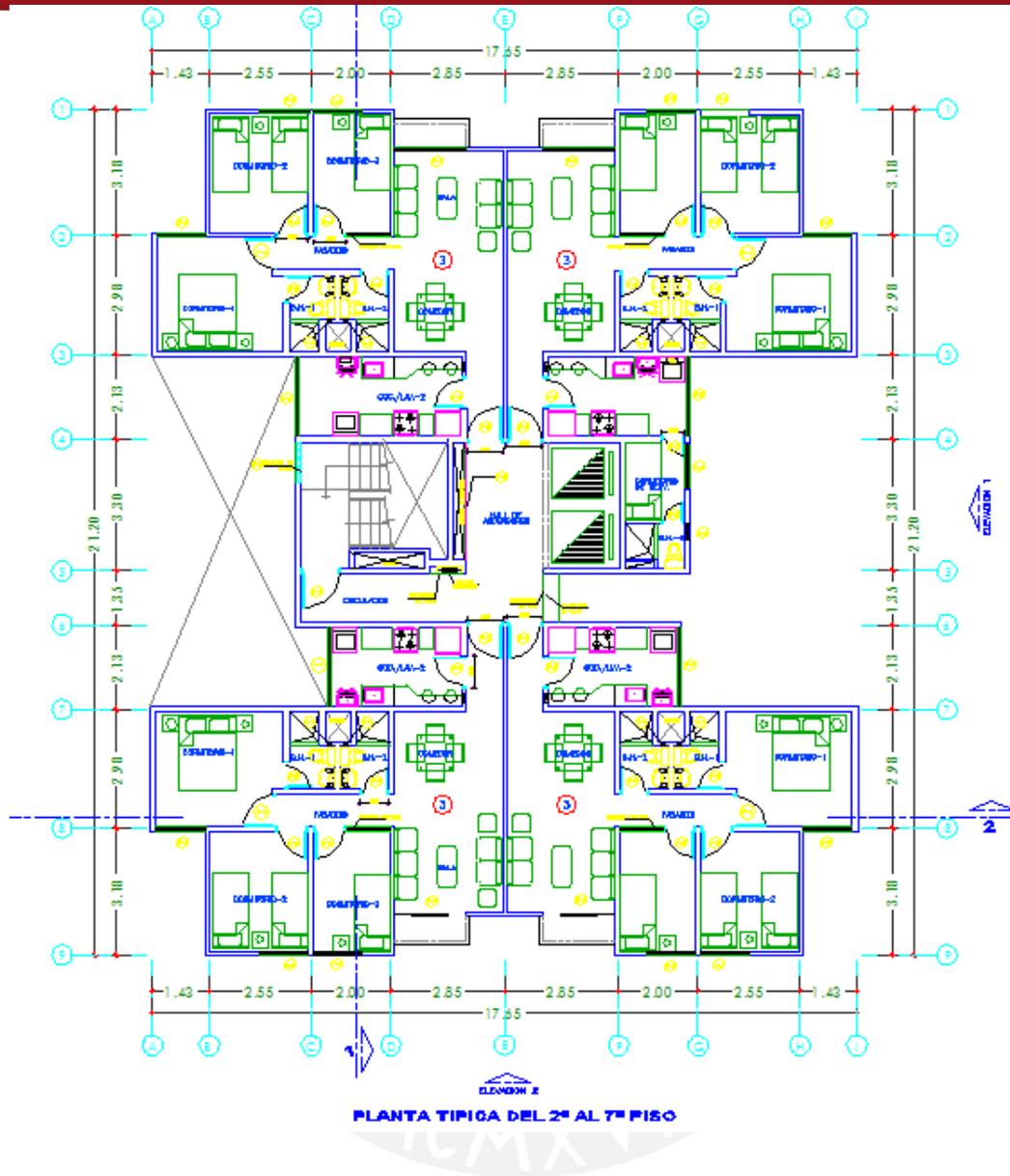


FIGURA 1.2 Planta típica del segundo al séptimo piso

2. ESTRUCTURACION

2.1 CRITERIOS DE LA ESTRUCTURACION

La arquitectura inicial mostraba una gran densidad de muros continuos de 10, 12 y 15cm en ambas direcciones longitudinales del edificio. Debido a esta gran densidad de muros, se optó por una estructuración en base de **Muros de Ductilidad Limitada**, los cuales serán diseñados según lo descrito en las Normas E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismorresistente, E.050 Suelos y Cimentaciones, E.060 Concreto Armado pertenecientes al Reglamento Nacional de Edificaciones.

Los Muros de Ductilidad Limitada resultan con características especiales en el proceso constructivo al ser más económicos que otros sistemas y permiten una aplicación de la filosofía LEAN CONSTRUCTION. Es debido a estas características que las empresas constructoras más grandes del país, en el presente, construyen edificios con Muros de Ductilidad Limitada en una gran cantidad de sus proyectos.

Las estructuras con Muros de Ductilidad Limitada se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por los muros de concreto armado de espesores delgados los cuales no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes.

El refuerzo vertical de los muros será con una sola malla, debido a que sería difícil vaciar y vibrar el concreto en caso existiera doble malla, por el espesor pequeño del muro y la necesidad de cumplir con los recubrimientos mínimos exigidos por la norma E.060 Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Se usarán losas macizas de poco espesor apoyadas en los muros debido a que las luces son cortas.

Respecto a la cimentación, se ha elegido el sistema de cimientos corridos conectados con concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ por tener un suelo con una buena capacidad portante (4.00 kg/cm^2).

A continuación presentamos la figura 2.1 donde se muestra el esquema de muros estructurales el edificio.

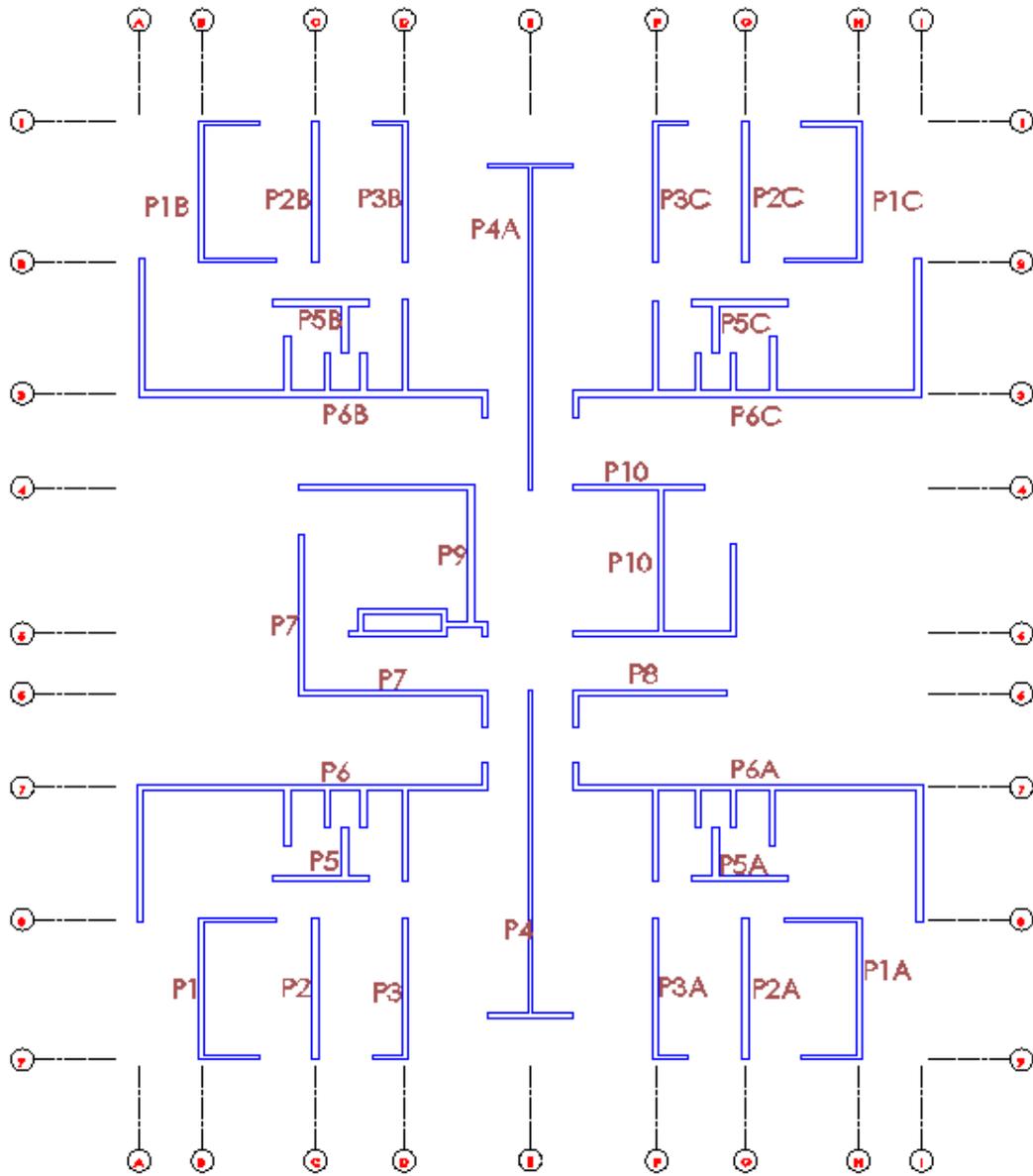


FIGURA 2.1 Esquema de muros estructurales del edificio

3. PRE-DIMENSIONAMIENTO

3.1 MUROS DE CONCRETO ARMADO

El edificio se encuentra estructurado integralmente por muros de concreto armado los cuales están diseñados para resistir combinaciones de cortante, momento y fuerza axial inducidos por movimientos sísmicos; en nuestro diseño usaremos los muros de ductilidad limitada, que son una consecuencia de los muros de concreto armado porque no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes, tienen espesores reducidos con extremos confinados y el refuerzo vertical en una sola hilera. Los muros son de espesores 10 y 15 cm según las medidas que manda la arquitectura en la distribución de los ambientes.

Según la norma NTE E.060 Concreto Armado:

Artículo 21.9.3.2 “El espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 150 mm, salvo para los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada, para los cuales el espesor mínimo del alma no deberá ser menor de 100 mm.”

En nuestro diseño se tomó 10 cm como medida mínima de muro.

Según la norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente:

Anexo 2 Artículo 1.1 “El máximo número de pisos que se puede construir con este sistema es de 7 pisos”

Nuestro diseño contempla 7 pisos.

Según lo dispuesto en el artículo 14 de la norma NTE E.060 Concreto Armado, los muros deben estar diseñados con una resistencia a la compresión mayor a las cargas actuantes amplificadas respectivamente.

Para la verificación usamos la ecuación del artículo 14.5.2 de la norma NTE E.060 Concreto Armado.

La siguiente ecuación representa la resistencia vertical de un muro diseñado como elemento en compresión.

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

Dónde:

$$\Phi = 0.70$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Ag: Área bruta de la sección

t: Espesor del muro

lc: longitud del elemento en compresión medida de centro del techo del 1er piso al centro del techo del 2do piso = 2.45 m

k = 0.80 (factor de longitud efectiva para muros restringidos contra la rotación).

A continuación analizamos el muro P2B de 0.15m de espesor y 3.20m de longitud como se muestra en la figura 3.1

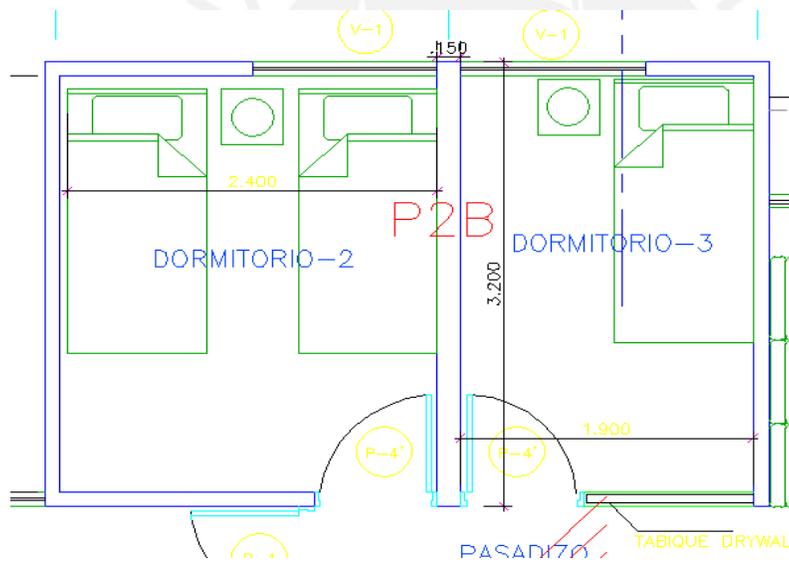


FIGURA 3.1 Muro P2B de ductilidad limitada

$$\Phi P_{nw} = 0.55 \times 0.70 \times 210 \times 320 \times 15 \times (1 - (0.80 \times 2.45 / (32 \times 0.15))^2) \times 1 / 1000 = 323.37 \text{ Ton.}$$

Analizamos el área tributaria y realizamos el metrado de cargas del muro antes mencionado como se muestra en la figura 3.2

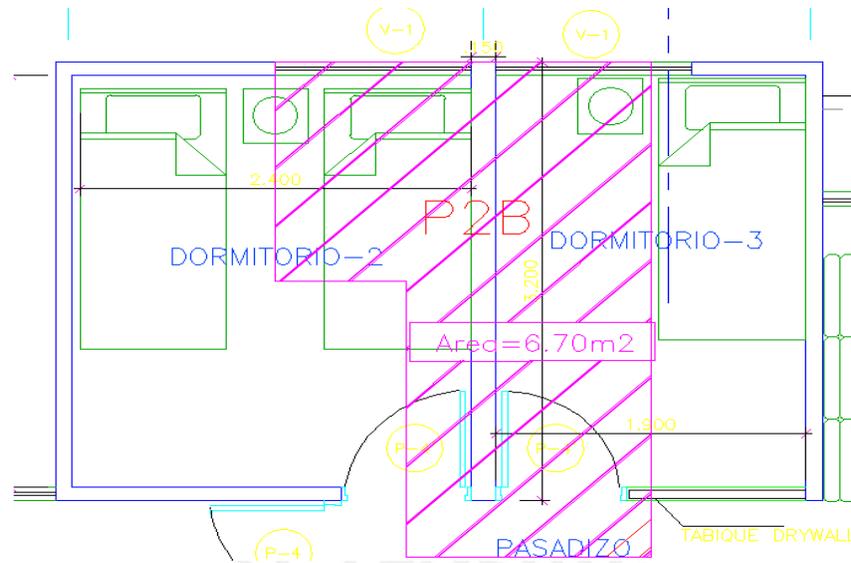


FIGURA 3.2 Muro analizado P2B

Procedemos a calcular la carga última del muro (W_{ultima})

$$\text{Área tributaria} = 6.70 \text{ m}^2$$

$$\text{Área muro} = 3.20 \times 0.15 = 0.48 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura total} = 2.45 \text{ m} \times 7 \text{ pisos} = 17.15 \text{ m}$$

$$W_{muro} = 0.48 \times 17.15 \times 2.40 \text{ ton/m}^3 = 19.76 \text{ ton}$$

Losa maciza de $h = 10.00 \text{ cm}$,

$$W_{techo} = 0.10 \times 6.70 \times 2.40 \times 7 \text{ pisos} = 11.26 \text{ ton}$$

$$W_{piso \text{ terminado}} = 0.05 \times 6.70 \times 7 \text{ pisos} = 2.35 \text{ ton} \quad (W_{p \text{ terminado}} = 50 \text{ kg/m}^2)$$

$$W_{muerta} = 19.76 + 11.26 + 2.35 = \mathbf{33.37 \text{ ton.}}$$

$$W_{viva} \text{ (piso típico)} = 0.20 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{Según norma})$$

$$W_{viva} \text{ (azotea)} = 0.10 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{Según norma})$$

$$W_{viva} = 0.20 \times 6.70 \times 6 \text{ pisos} + 0.10 \times 6.70 \times 1 \text{ piso} = \mathbf{8.71 \text{ ton.}}$$

Amplificamos las cargas según el Artículo 9.2.1 de la norma E.060 Concreto Armado y la comparamos con la resistencia vertical calculado anteriormente.

$W \text{ última} = 1.4 \times 33.37 + 1.7 \times 8.71 = 61.53 \text{ ton} < 323.37 \text{ ton} = \Phi P_{nw}$ cumple.

3.2 LOSAS MACIZAS

Las losas macizas trabajarán principalmente en dos direcciones debido a la distribución en planta que tiene el edificio como se muestra en la figura 3.3.

Para el pre dimensionamiento de las losas se usa la recomendación del Ingeniero Antonio Blanco Blasco en su libro Estructuración y Diseño de Concreto Armado, donde el espesor del paño debe ser mayor al perímetro dividido entre 180.

$$h \geq (1570/180)$$

$$h \geq 8.72 \text{ cm.}$$

Se escogió losas macizas de 10 cm en la mayor parte de las áreas del techo y 20 cm en los techos de los baños debido al tema de instalaciones.

También se tomó una losa maciza de 20 cm en el techo del hall de ascensores y el pasaje de circulación por la poca área que poseen y debido a su función como diafragma rígido el cual unirá las losas de los 4 departamentos.

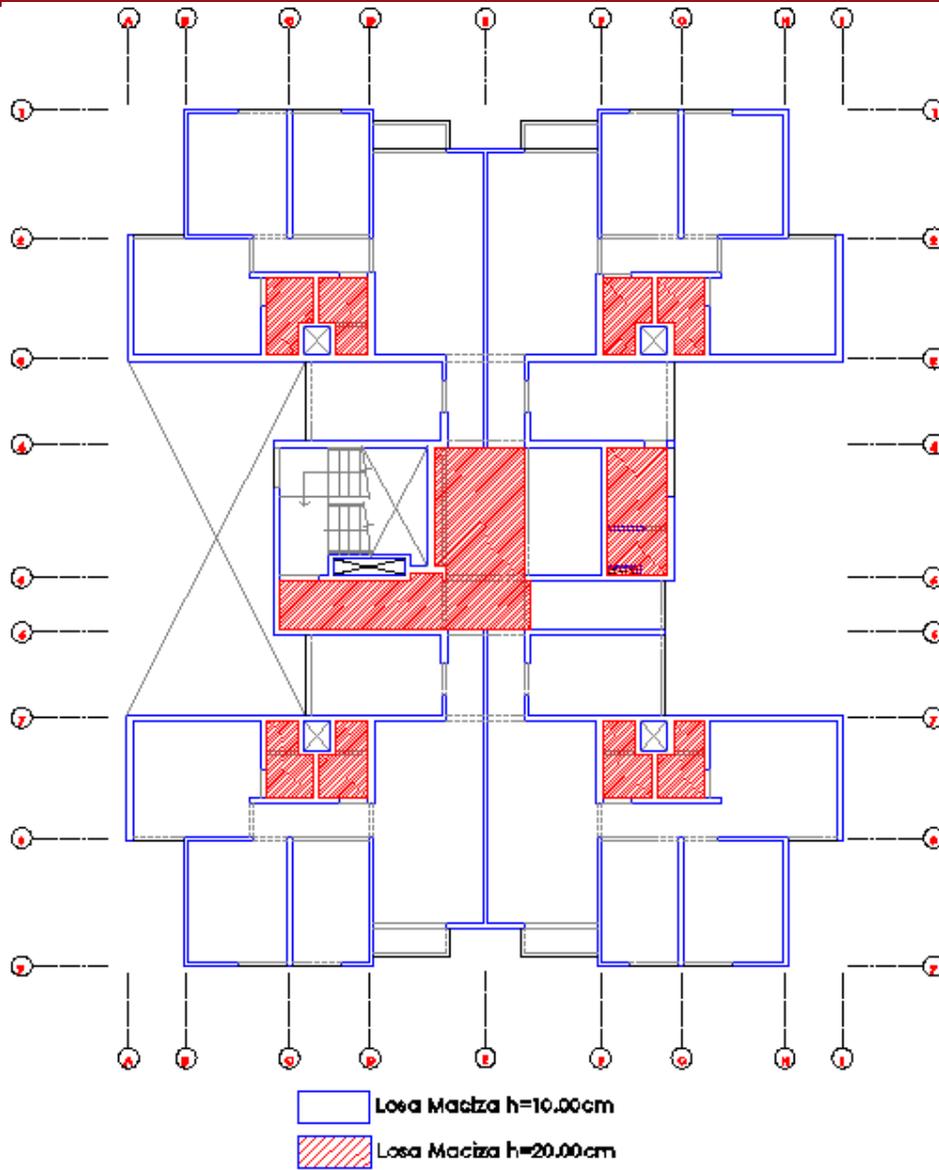


FIGURA 3.3 Esquema de Estructuración del Edificio. Se muestra los espesores de losas

3.3 ESCALERAS

Según lo descrito en el Reglamento Nacional de Construcción, se debe cumplir:

$$60 \text{ cm} \leq 2c_p + p \leq 64 \text{ cm}$$

Según los datos de la arquitectura:

paso=25.00 cm y contrapaso= 17.40 cm

Piso	h muro(m)	W muro (ton)	W techo + Pterm (ton)	Wdead (ton)	Area Tributaria (m2)	Wlive(ton)	Wlive (ton)
7	2.45	2.82	1.94	4.77	6.70	0.10	0.67
6	2.45	2.82	1.94	4.77	6.70	0.20	1.34
5	2.45	2.82	1.94	4.77	6.70	0.20	1.34
4	2.45	2.82	1.94	4.77	6.70	0.20	1.34
3	2.45	2.82	1.94	4.77	6.70	0.20	1.34
2	2.45	2.82	1.94	4.77	6.70	0.20	1.34
1	2.45	2.82	1.94	4.77	6.70	0.20	1.34
TOTAL				33.36			8.71

TABLA 4.1 Metrado de Cargas del Muro P2B

4.3 METRADO DE ESCALERA

Se realizó el metrado considerando una carga uniformemente distribuida y considerando 1.00 m de ancho.

Se usó la siguiente fórmula para el cálculo del peso de la escalera sacado del libro de A. San Bartolomé “Análisis de edificios”:

$$W_{escalera} = 2.40 \times \left(\frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right)$$

Dónde:

cp: contrapaso = 17.40cm

p: paso = 25 cm

t: espesor de la losa de la escalera = 12cm

Con ello calculamos la carga última actuante en la escalera:

CARGA MUERTA:	Peso propio	$W_{escalera} =$	0.56
	Piso terminado	$0.05 \times 1.00 =$	<u>0.05</u>
			0.61 ton/m
CARGA VIVA:	CV (vivienda)	$0.20 \times 1.00 =$	0.20 ton/m
CARGA ULTIMA	$W_u = 1.40W_m + 1.70W_v =$ 1.19 ton/m		

5. ANALISIS SISMICO

5.1 INTRODUCCION

El Análisis Sísmico se realizará con la finalidad de determinar las fuerzas internas en todos los elementos estructurales para luego proceder a desarrollar el diseño.

También se usará para estimar los desplazamientos laterales del edificio, los cuales deberán encontrarse dentro de los valores permisibles dados en la norma.

La norma NTE E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE, nos indica en el artículo 15 que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, conocido como deriva no deberá exceder de 0.007 para muros de concreto armado y en el ANEXO N° 2 en el punto 3 nos indica que la deriva no debe exceder en **0.005** para muros de ductilidad limitada.

Para el cálculo de las fuerzas internas y esfuerzos en cada uno de los elementos, según demanda la norma, se realizará el análisis estático y dinámico para cada dirección teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

Ciudad: Cercado de Lima

Tipo de suelo: grava arenosa medianamente densa a densa (GP)

$\sigma_{adm} = 4.00 \text{ kg/cm}^2$

Tipo de Uso: Edificio de Departamentos

5.2 PARAMETROS DEL ANALISIS SISMICO

Los parámetros para ser considerados según la Norma NTE E.030 son:

5.2.1 PARAMETROS DE SITIO

5.2.1.1 ZONIFICACION SISMICA DEL PERU: FACTOR Z

Según la norma el territorio peruano se encuentra dividido en 3 zonas sísmicas, basado en la aceleración de la base rocosa la cual se le asigna un factor Z que se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Esta aceleración corresponde al tiempo de exposición y el peligro aceptado para el proyecto.

El proyecto se encuentra ubicado en la Zona 3 por lo cual se considera un valor de 0.40, valor correspondiente a la costa peruana.

5.2.1.2 CONDICIONES GEOTECNICAS: FACTOR S y T_p

La norma NTE E.030 considera 4 perfiles de suelo que se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de las ondas.

Los 4 perfiles de suelos tienen asociado un factor de amplificación S el cual permite estimar la amplificación de las solicitaciones sísmicas respecto a la base rocosa y un parámetro T_p correspondiente al extremo derecho de la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones.

La aceleración máxima esperada en la base de la edificación será definida por el producto ZS .

El suelo sobre el cual está cimentado el proyecto es una grava arenosa medianamente densa a densa (GP) y de acuerdo a la norma este es un suelo tipo S1 (roca o suelos muy rígidos) y le asigna el valor de $S=1.0$ y $T_p=0.4s$.

5.2.1.3 FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA: FACTOR C

La norma NTE E.030 permite estimar la amplificación de aceleraciones de la respuesta estructural, respecto a la aceleración del suelo, mediante el factor C definido por:

$$C=2.5 (T_p/T) \text{ donde } C \leq 2.5 \text{ y también debe cumplirse } C/R \geq 0.10$$

Según los factores anteriormente mencionados, la aceleración de respuesta de la estructura queda definida por el producto de ZSC .

5.2.2 REQUISITOS GENERALES

5.2.2.1 CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES, FACTOR: U

Según el artículo 10 de la norma NTE E.030, clasifica las estructuras según las categorías mencionadas en la tabla N° 3.

El edificio en análisis pertenece a la categoría C "Edificios Comunes" la cual tiene un valor asignado de $U=1.0$

5.2.2.2 CONFIGURACION ESTRUCTURAL

Según la tabla N° 4 de la Norma NTE E.030 la estructura se clasifica como **irregular**, ya que presenta discontinuidades significativas en planta (Esquinas entrantes).

5.2.2.3 SISTEMA ESTRUCTURAL: COEFICIENTE DE REDUCCION DE LA FUERZA SISMICA R.

Según el artículo 12 "Sistemas Estructurales" de la Norma NTE E.030, clasifica a los sistemas estructurales según los materiales usados y el sistema de estructuración

sismorresistente en la tabla N°6 y le asigna un coeficiente de reducción de fuerza sísmica R.

Para el proyecto con un sistema regular para una estructura de Concreto Armado debido al inciso 4. "Edificación de baja altura con alta densidad de muros de ductilidad limitada" se tomará el valor de R=4.

Pero al presentarse "Esquinas entrantes" en la estructura y calificar ésta como irregular, según el artículo 12 inciso 5, el valor del factor de R se ve afectado y será:

$$R_{xx} = R_{yy} = \frac{3}{4} \times 4 = 3$$

5.3 ANALISIS ESTATICO

5.3.1. GENERALIDADES

Según la norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente, este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación. Así mismo la norma señala que si se quiere diseñar directamente con este método solo se empleará a edificios regulares con una altura menor de 45 metros según el artículo 14 (14.2).

5.3.2. PERIODO FUNDAMENTAL

La norma nos permite calcular de manera aproximada el periodo fundamental de la estructura según el artículo 17 (17.2) según la fórmula:

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

Donde:

$C_t=60$, para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentales muros de corte.

$h_n=17.15\text{m}$, Altura total de la edificación en metros, la cual es la misma en los ejes X e Y.

Entonces obtenemos:

$$T = \frac{17.15}{60} = 0.286 \text{ seg}$$

Sin embargo se usarán los valores obtenidos por medio del análisis dinámico.

En este caso no modificaremos el periodo multiplicando por 0.85 como dice la norma E.030 en el artículo 17.2 b ya que los elementos no estructurales son mínimos.

Con el periodo fundamental, podemos hallar el factor de amplificación.

Dirección longitudinal X-X:

$$C = 2.5x\left(\frac{0.4}{0.194}\right) = 5.15 \text{ pero } C \leq 2.5$$

Por lo tanto $C=2.5$

Y se comprueba $C/R=2.5/3.0=0.833 \geq 0.10$

Dirección longitudinal Y-Y:

$$C = 2.5x\left(\frac{0.4}{0.228}\right) = 4.39 \text{ pero } C \leq 2.5$$

Por lo tanto $C=2.5$

Y se comprueba $C/R=2.5/3.0=0.833 \geq 0.10$

5.3.3. FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE

La norma señala en el artículo 17.3 que la fuerza cortante en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

5.3.4 PESO DE LA EDIFICACION

La norma E.030, en el artículo 16.3, nos indica que el peso (P) se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga. Para edificaciones de categoría C, se toma el 25% de la carga viva.

5.4 ANALISIS DINAMICO

5.4.1. GENERALIDADES

Según la norma NTE E.030 Diseño Sismorresistente establece el método dinámico para la aplicación a cualquier tipo de edificio, este análisis se podrá realizar mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo – historia. En la presente tesis se utilizará el procedimiento de combinación espectral por referirse a un edificio de departamentos convencional.

5.4.2. ANALISIS DE MODOS DE VIBRACION

Los modos de vibración de una estructura dependen de su rigidez y su distribución de masas, cada modo está asociado a una forma y periodo.

Se considera tres grados de libertad por piso, por lo tanto para el análisis del edificio de siete pisos se obtendrán 21 modos de vibración total. Los periodos de cada modo se muestran en la siguiente tabla.

Modo	Periodo	% Masa participativa X-X	% Masa participativa Y-Y
1	0.279949	0.1806	0.1206
2	0.223503	0.9013	66.7934
3	0.180943	68.8392	0.9463
4	0.057187	0.0957	0.0233
5	0.046212	0.6321	20.5517
6	0.042749	19.843	0.6653
7	0.02485	0.0395	0.006
8	0.020543	1.1767	4.8702
9	0.020188	4.1703	1.2871
10	0.015248	0.0263	0.0025
11	0.013333	2.3191	0.0182
12	0.012899	0.0114	2.6764
13	0.010933	0.0176	0.0014
14	0.01005	1.0987	0.0001
15	0.00949	0	1.2802
16	0.00869	0.014	0.0008
17	0.008308	0.4903	0
18	0.007704	0	0.5845
19	0.00753	0.0132	0.0002
20	0.007391	0.1307	0.0001
21	0.006774	0	0.1716

TABLA 5.1 Periodos de cada uno de los modos de vibración

5.4.3. PROCEDIMIENTO DEL ANALISIS DINAMICO CON EL PROGRAMA ETABS

A continuación se detallan los pasos seguidos para el modelamiento con el programa

Etabs 9:

1. Se define el material: Concreto
 - a. Peso= $2.4 \text{ Ton}/m^3$
 - b. Módulo de elasticidad $E_c=2.2 \times 10^6 \text{ ton}/m^2$
 - c. Módulo de Poisson $\nu=0.15$
 - d. $f'_c=210 \text{ kg}/cm^2 = 2100 \text{ ton}/m^2$
 - e. $f_y=4200 \text{ kg}/cm^2 = 42000 \text{ ton}/m^2$
2. Se definen los elementos estructurales para usarse en el modelo.
 - a. PLACAS
Se definen las placas (Wall), según sus espesores (10 y 15 cm)
 - b. LOSA MACIZA
Se definen las losas macizas de 10 y 20 cm.
3. Se considera la estructura empotrada en la base por tener un suelo duro de $\sigma=4.00 \text{ kg}/cm^2$, donde se puede asumir que el giro en la cimentación no es importante.
4. Se definen y se asignan los diafragmas rígidos los cuales compatibilizan los desplazamientos horizontales de los elementos empotrados en él y distribuye las fuerzas horizontales a los elementos verticales según su rigidez.
5. Para el cálculo del peso de la edificación, se considera lo especificado en la Norma E.030 en su artículo 16.3 inciso b: "El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinara según la categoría de edificación. Para edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.

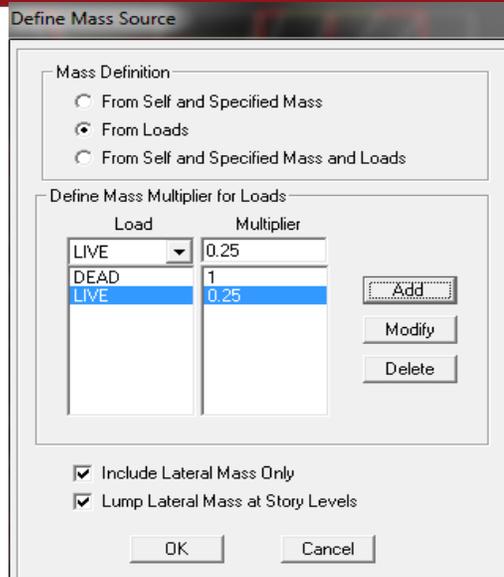


FIGURA 5.1 Grafica de definición de masa en el programa Etabs

Ahora procedemos a calcular el espectro de amplificación sísmica (SPCT), para un periodo total de 2 seg en un intervalo de 0.10 seg. (Tabla 5.2)

T	C
0.00	2.50
0.10	2.50
0.20	2.50
0.30	2.50
0.40	2.50
0.50	2.00
0.60	1.67
0.70	1.43
0.80	1.25
0.90	1.11
1.00	1.00
1.10	0.91
1.20	0.83
1.30	0.77
1.40	0.71
1.50	0.67
1.60	0.63
1.70	0.59
1.80	0.56
1.90	0.53
2.00	0.50

TABLA 5.2 Valores de C para el Factor de Amplificación Sísmica

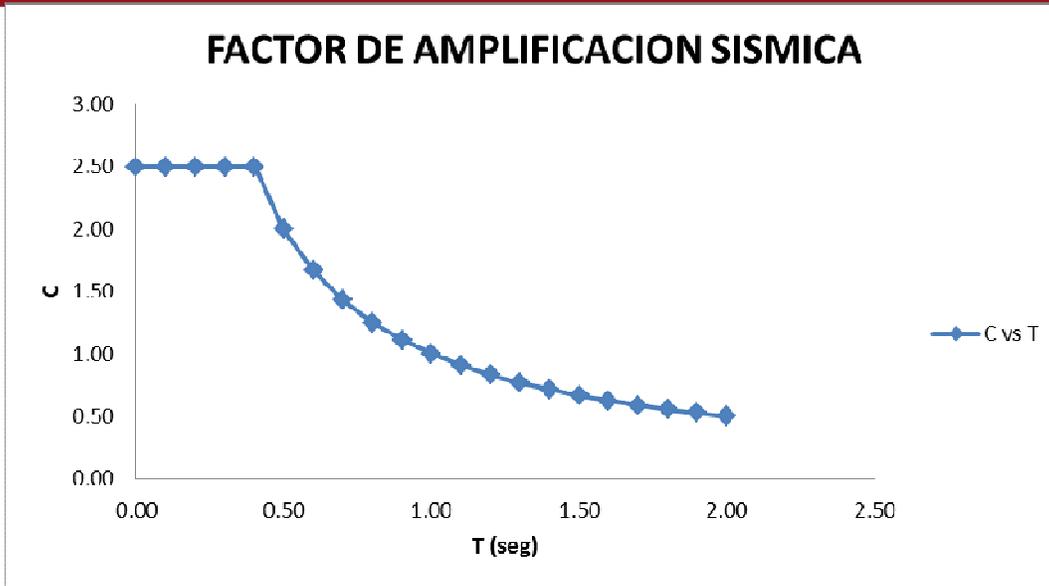


FIGURA 5.2 Gráfica del Factor de Amplificación Sísmica vs Periodo

En la tabla 5.2 podemos apreciar el metrado de cargas para el edificio los cuales serán usados con los parámetros de la tabla 5.3 para el análisis sísmico y el cálculo del factor de amplificación.

	Área (m ²)	Peso por m ² ($\frac{ton}{m^2}$)	Peso (ton)	Masa ($\frac{ton \cdot seg^2}{m}$)
Piso 1	277.80	0.80	222.24	22.65
Piso 2	277.80	0.80	222.24	22.65
Piso 3	277.80	0.80	222.24	22.65
Piso 4	277.80	0.80	222.24	22.65
Piso 5	277.80	0.80	222.24	22.65
Piso 6	277.80	0.80	222.24	22.65
Piso 7	277.80	0.60	166.68	16.99

h (m)	2.450
Pisos	7.000

TABLA 5.3 Valores del Peso de la estructura por piso

Z	0.40	Lima - Zona 3
S	1.00	S1: Suelo rígido (4 kg/cm ²)
Tp	0.40	S1: Suelo rígido (4 kg/cm ²)
U	1.00	Edificios comunes
RXX	3.00	Irregular (esquinas entrantes)
RYY	3.00	Irregular (esquinas entrantes)
g(m/seg ²)	9.81	
Peso (ton)	1,500.12	

TABLA 5.4 Parámetros Sísmicos para el Análisis Estático

	Periodo	w (rad / seg)	C	V estática (ton)	V dinámica (ton)	90% V estático	factor
Txx	0.181	35.238	2.500	500.04	390.12	450.04	1.15
Tyy	0.224	27.378	2.500	500.04	380.81	450.04	1.18

TABLA 5.5 Factores de amplificación sísmico para las direcciones X e Y

Podemos ver que en la tabla 5.6 todas las derivas cumplen con ser menores a la deriva máxima 5/1000 mencionada en el artículo 15.1 de la norma E.030 Diseño Sismo resistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	Drift*0.75*Rxx	Drift*0.75*Ryy	
PISO7	Max Drift X	RESXX	66	16.65	0.5	17.15	0.000509		0.00114525	0	
PISO7	Max Drift Y	RESXX	81	0.5	15.52	17.15		0.000232	0	0.000522	
PISO7	Max Drift X	RESYY	66	16.65	0.5	17.15	0.00024		0.00054	0	
PISO7	Max Drift Y	RESYY	104	18	18.52	17.15		0.000684	0	0.001539	
PISO6	Max Drift X	RESXX	66	16.65	0.5	14.7	0.00052		0.00117	0	
PISO6	Max Drift Y	RESXX	81	0.5	15.52	14.7		0.000233	0	0.00052425	
PISO6	Max Drift X	RESYY	66	16.65	0.5	14.7	0.000242		0.0005445	0	
PISO6	Max Drift Y	RESYY	104	18	18.52	14.7		0.000688	0	0.001548	
PISO5	Max Drift X	RESXX	66	16.65	0.5	12.25	0.000514		0.0011565	0	
PISO5	Max Drift Y	RESXX	81	0.5	15.52	12.25		0.000227	0	0.00051075	
PISO5	Max Drift X	RESYY	66	16.65	0.5	12.25	0.000237		0.00053325	0	
PISO5	Max Drift Y	RESYY	104	18	18.52	12.25		0.00067	0	0.0015075	
PISO4	Max Drift X	RESXX	66	16.65	0.5	9.8	0.000482		0.0010845	0	
PISO4	Max Drift Y	RESXX	81	0.5	15.52	9.8		0.00021	0	0.0004725	
PISO4	Max Drift X	RESYY	66	16.65	0.5	9.8	0.00022		0.000495	0	
PISO4	Max Drift Y	RESYY	104	18	18.52	9.8		0.000618	0	0.0013905	
PISO3	Max Drift X	RESXX	66	16.65	0.5	7.35	0.000416		0.000936	0	
PISO3	Max Drift Y	RESXX	81	0.5	15.52	7.35		0.000179	0	0.00040275	
PISO3	Max Drift X	RESYY	66	16.65	0.5	7.35	0.000188		0.000423	0	
PISO3	Max Drift Y	RESYY	104	18	18.52	7.35		0.000523	0	0.00117675	
PISO2	Max Drift X	RESXX	66	16.65	0.5	4.9	0.000313		0.00070425	0	
PISO2	Max Drift Y	RESXX	81	0.5	15.52	4.9		0.00013	0	0.0002925	
PISO2	Max Drift X	RESYY	66	16.65	0.5	4.9	0.000138		0.0003105	0	
PISO2	Max Drift Y	RESYY	104	18	18.52	4.9		0.000379	0	0.00085275	
PISO1	Max Drift X	RESXX	66	16.65	0.5	2.45	0.00015		0.0003375	0	
PISO1	Max Drift Y	RESXX	81	0.5	15.52	2.45		0.000058	0	0.0001305	
PISO1	Max Drift X	RESYY	66	16.65	0.5	2.45	0.000061		0.00013725	0	
PISO1	Max Drift Y	RESYY	104	18	18.52	2.45		0.000166	0	0.0003735	
									valor máximo	0.00117	0.001548
									Deriva por 1000	1.17	1.548

TABLA 5.6 Desplazamientos y Derivas máximas para las direcciones X e Y

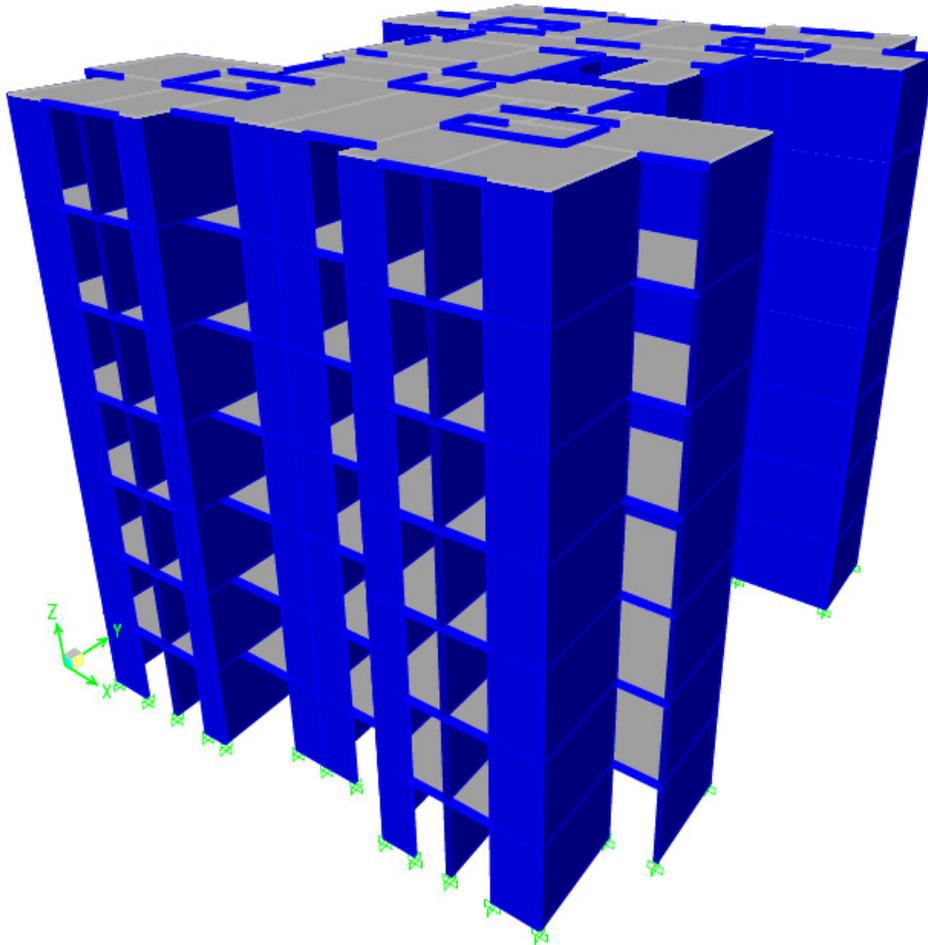


FIGURA 5.3 Vista en 3D del modelamiento

PARTE 2: DISEÑO

6. Consideraciones Generales para el Diseño

Diseño a la rotura

También llamado diseño por resistencia, este método consiste en dotar a la sección una capacidad (resistencia), igual o mayor a la resistencia demandada (requerida).

La resistencia de diseño se define como la resistencia nominal de la sección en análisis multiplicada por los factores de reducción de resistencia (menores a la unidad). Por otro lado, la resistencia requerida es la que se obtiene al multiplicar las combinaciones de carga por los factores de amplificación.

Combinaciones de carga y factores de amplificación

- $U = 1.4 CM + 1.7CV$
- $U = 1.25(CM + CV) \pm CS$
- $U = 0.90CM \pm CS$

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

CS: Carga de sismo

Factores de reducción de resistencia

- Flexión $\phi = 0.90$
- Cortante $\phi = 0.85$
- Carga axial $\phi = 0.70$

Para las diferentes solicitaciones las resistencias nominales que deben satisfacerse son:

- Flexión $\phi M_n \geq M_u$
- Cortante $\phi V_n \geq V_u$
- Carga axial $\phi P_n \geq P_u$

7.0 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Las dimensiones de la losa maciza fueron calculadas en el ítem 3.2 de la parte del pre dimensionamiento y se procedió al diseño por flexión y por cortante según la norma E.060 Concreto Armado.

7.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS

7.1.1 DISEÑO POR FLEXION

Hipótesis de diseño

El diseño por flexión supone que deben cumplirse las condiciones de equilibrio de fuerzas, compatibilidad de deformaciones y leyes constitutivas.

- Las secciones planas permanecen planas antes, durante y después de la aplicación de la carga (Hipótesis de Navier).
- Existe perfecta adherencia entre el concreto y el acero.
- Se desprecia la resistencia del concreto a tracción.
- Se utiliza el bloque equivalente de compresiones, con un valor constante de $0.85f'c$ distribuido en una distancia $a=\beta_1xc$, donde c es la distancia al eje neutro y β_1 es un valor que depende de la resistencia del concreto. Para concreto de hasta $f'c=280\text{kg}/\text{cm}^2$ el valor de $\beta_1=0.85$
- La deformación de compresión última del concreto es de $\epsilon_{cu}=0.003$

Las siguientes ecuaciones son válidas para calcular la profundidad del bloque equivalente de compresiones (a) y la resistencia nominal a flexión de la viga o losa (M_n). Además el factor de reducción de resistencia a la flexión es $\phi=0.90$.

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 f'c \cdot b} \qquad \phi M_n = 0.90 \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde: As : Área de acero requerida por flexión (cm^2)

fy : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm^2)

$f'c$: Resistencia característica a la compresión del concreto (kg/cm^2)

b : Ancho de la viga (cm)

d: Peralte efectivo de la sección (cm)

El diseño por flexión se satisface cuando se cumple el criterio básico del diseño a la rotura $R_u \leq \phi R_n$. En el caso particular de flexión se requiere que el momento último M_u obtenido del análisis estructural sea menor que la resistencia ϕM_n obtenida de la ecuación descrita anteriormente.

Cuantía balanceada, acero mínimo y acero máximo.

Adicionalmente al procedimiento de diseño descrito se debe verificar que el acero calculado cumpla con los requerimientos mínimos y máximos que exige la norma E.060.

El área de acero mínimo que se debe colocar en el elemento sometido a flexión para que soporte al menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección (M_{cr}) es:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} \quad f_r = 2\sqrt{f'c}$$

También para flexión se utiliza la siguiente expresión para el cálculo del acero mínimo.

$$A_s \text{ min} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Con respecto al área del acero máximo que se debe colocar para garantizar que el acero de refuerzo fluya antes que se agote la capacidad de deformación del concreto, se necesita conocer primero la cuantía balanceada de la sección la cual se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu} \cdot E_s}{\epsilon_{cu} \cdot E_s + f_y}$$

Donde: E_s : Módulo de elasticidad del acero

ϵ_{cu} : Deformación de agotamiento en compresión del concreto.

La cuantía máxima de acero se fija en $0.75\rho_b$, de esta expresión se puede calcular el acero máximo según:

$$A_s \text{ max} = 0.75 \rho_b \cdot b \cdot d$$

7.1.2 DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por cortante fue tomado del capítulo 11.8 de la NTE E.060 en donde se indica que la fuerza cortante última V_u debe ser menor que la resistencia ϕV_n que considera el aporte tanto del concreto como del acero de refuerzo:

$$V_n = V_c + V_s$$

Se indica también que la resistencia a la fuerza cortante no debe exceder el valor máximo indicado en dicha norma:

$$V_n < 2.6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Además se debe considerar que la contribución del concreto se evalúa según:

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

Una vez culminado el cálculo del refuerzo necesario para cumplir las solicitaciones de resistencia por flexión y cortante, se debe especificar las longitudes que deben anclar las barras de acero dentro de los muros adyacentes. Esto se debe a que es necesario dotar de una capacidad de adherencia a las barras que van a sufrir solicitaciones de tracción.

7.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA

Las losas macizas del proyecto, las cuales tienen espesores de 20 y 10 cm, cumplen la función de diafragma rígido.

Para el cálculo de los momentos flectores, se utilizó un modelo de elementos finitos, en el programa SAFE, cuyas cargas y restricciones se pueden ver a continuación.

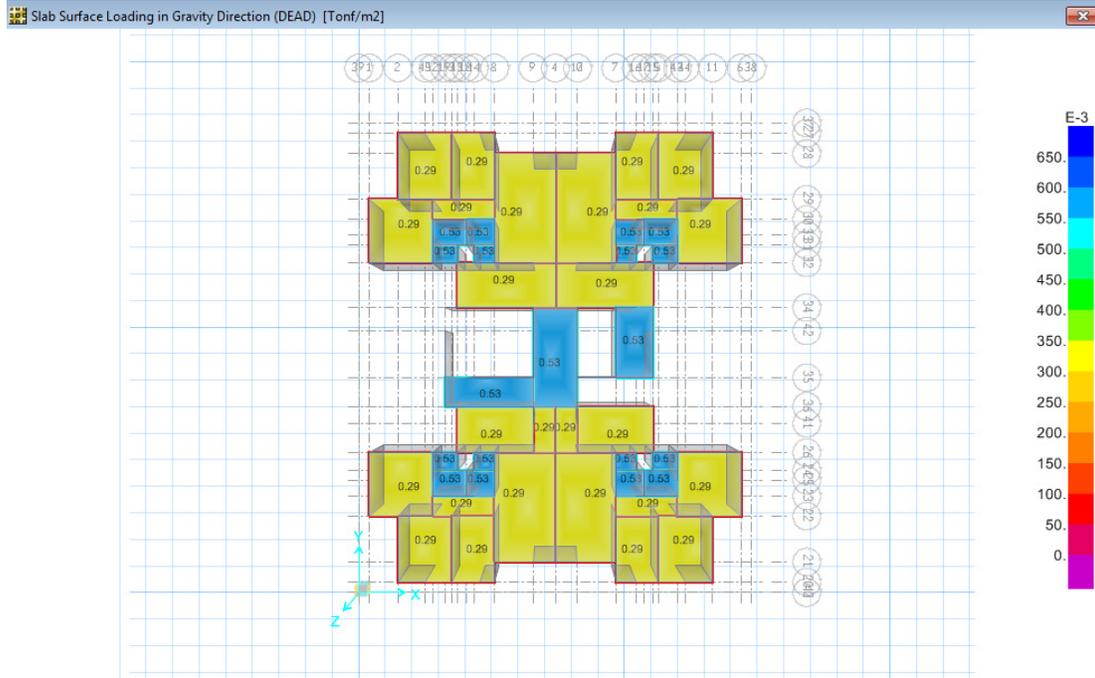


FIGURA 7.1 Asignación de carga muerta para la losa típica

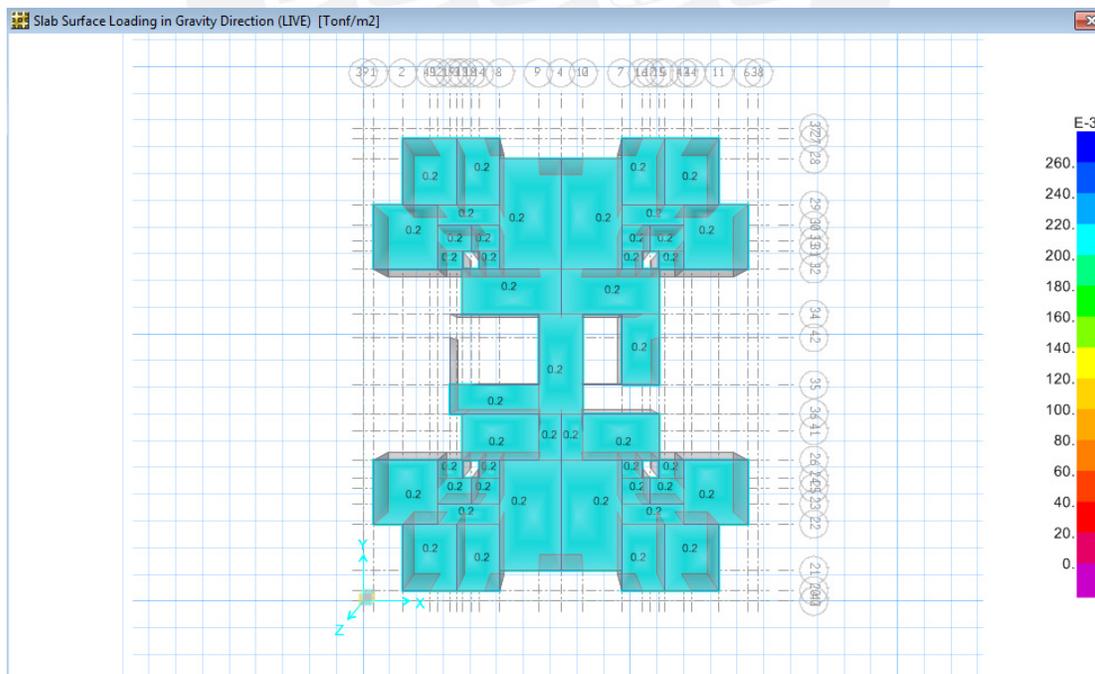


FIGURA 7.2 Asignación de carga viva para la losa típica

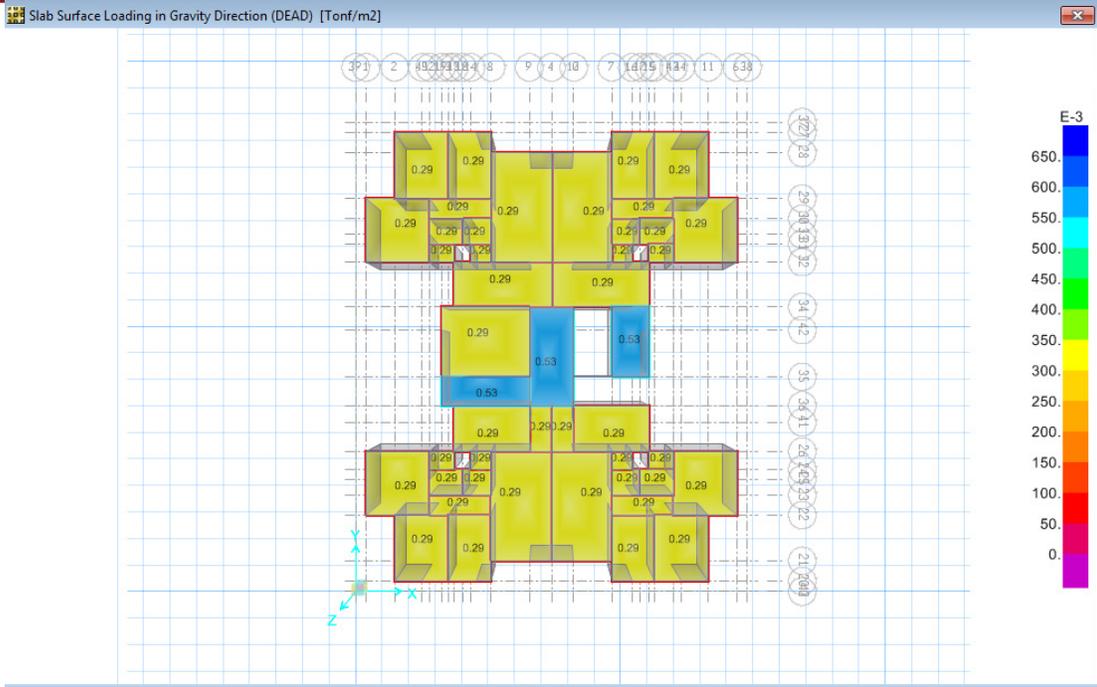


FIGURA 7.3 Asignación de carga muerta para la losa de la azotea

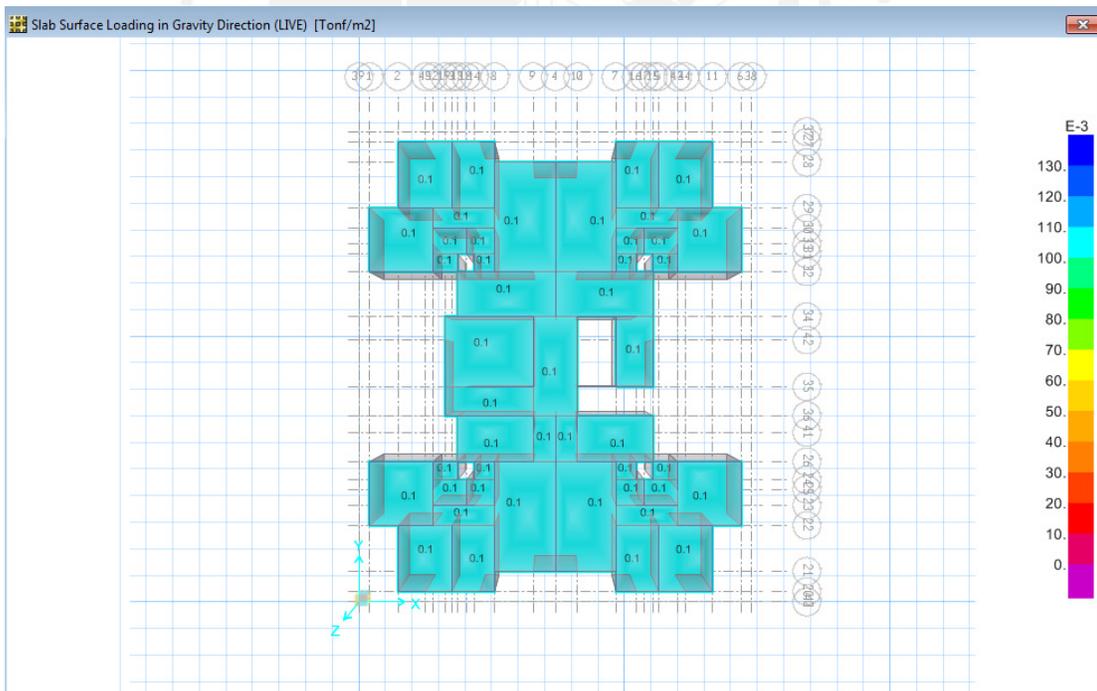


FIGURA 7.4 Asignación de carga viva en la losa de la azotea

Se calcularon los momentos flectores máximos positivos y negativos, en toda el área de cada ambiente del edificio según la combinación de carga:

$$\text{Combinación} = 1.4W_m + 1.7W_v$$

Se tomará una franja de 1.00m de ancho y el refuerzo de acero de la losa maciza se colocará en capas.

El peralte efectivo se considerará como la altura menos 3cm para las losas macizas de 20 cm y para la losa de 10 cm se considerará 5cm.

El acero máximo y mínimo en las secciones de la losa maciza son:

- As_{max} (losas de 20cm) = $0.75 \times 2.13\% \times 100 \times 20 = 31.95 \text{ cm}^2$
- As_{max} (losas de 10cm) = $0.75 \times 2.13\% \times 100 \times 10 = 15.98 \text{ cm}^2$
- $As_{mín}$ (losas de 10cm) = $0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 10 = 1.80 \text{ cm}^2$
- $\phi 8 \text{ mm @ } 0.25 \text{ m}$ $Asc = 0.50 / 0.25 = 2.00 \text{ cm}^2$
- $\phi M_n = 0.36 \text{ ton} - m$

En el caso de las losas de 10cm, el acero mínimo se colocará en el centro de la losa (1 malla) el cual tomará los momentos positivos y negativos.

- En el cálculo del $As_{mín}$, para las losas de 20cm, se utilizará, como método práctico, dividir la cuantía mínima en $0.0012bh$ para la capa inferior (positivo) y $0.0006bh$ para la capa superior (negativo).

$$\circ \text{ } As_{mín \text{ positivo}} = 0.0012 \times 20 \times 100 = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$\phi 8 \text{ mm @ } 0.20 \text{ m} \quad Asc = 0.50 / 0.20 = 2.50 \text{ cm}^2$$

$$\phi M_n = 1.62 \text{ ton} - m$$

o $As_{min\ neg} = 0.0006 \times 20 \times 100 = 1.20 \text{ cm}^2$

$\phi 8 \text{ mm @ } 0.30 \text{ m Asc} = 0.50 / 0.30 = 1.67 \text{ cm}^2$

$\phi Mn = 1.08 \text{ ton} - \text{m}$

DISEÑO DE LA LOSA TIPICA

Procedemos a diseñar analizando los momentos resultantes en el modelo en ambas direcciones.

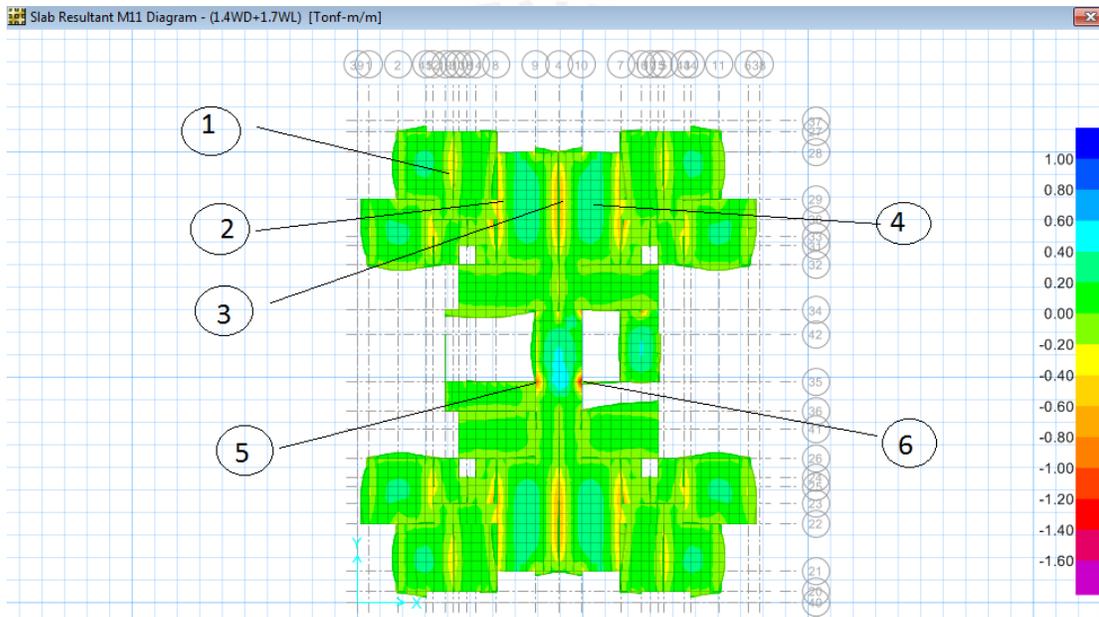


FIGURA 7.5 Momentos en X-X para la losa típica

El refuerzo adicional solo se necesitará en las partes señaladas.

	1	2	3	4
Losa	10cm	10cm	10cm	10cm
Mu(ton-m)	+ 0.42	+ 0.44	+ 0.80	- 0.40
As req (cm ²)	2.40	2.50	4.80	2.30
Refuerzo colocado	$\phi 8 \text{ mm @ } 0.25 + \phi 6 \text{ mm @ } 0.25$	$\phi 8 \text{ mm @ } 0.25 + \phi 6 \text{ mm @ } 0.25$	$\phi 8 \text{ mm @ } 0.25 + \phi 12 \text{ mm @ } 0.25$	$\phi 8 \text{ mm @ } 0.25 + \phi 6 \text{ mm @ } 0.25$
AS col (cm ²)	3.12	3.12	6.52	3.12
Vu (ton)	0.77	1.16	1.28	0.77
ϕVc (ton)	3.26	3.26	3.26	3.26

TABLA 7.1 Diseño por flexión y Corte en X-X de las losas macizas

	5	6
Losa	20cm	20cm
Mu(ton-m)	- 1.20	- 1.60
As req (cm ²)	2.04	2.72
Refuerzo colocado	φ8mm @0.30 + φ6mm @0.30	φ8mm @0.30 + φ6mm @0.30
AS col (cm ²)	2.60	2.60
Vu (ton)	1.80	3.40
φVc (ton)	11.10	11.10

TABLA 7.2 Diseño por flexión y Corte en X-X de las losas macizas

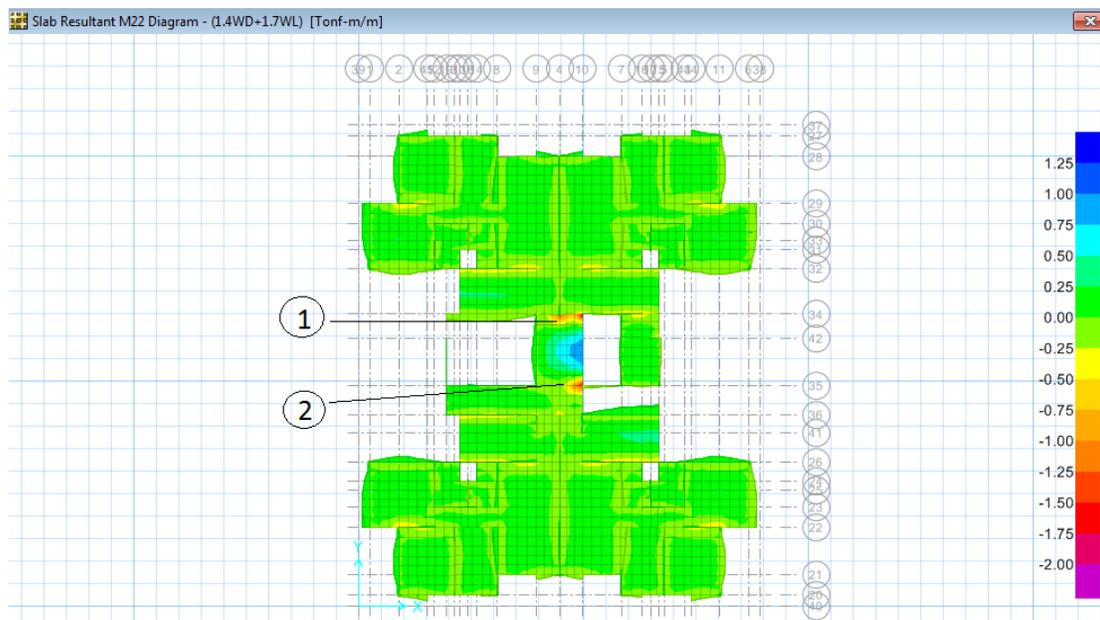


FIGURA 7.6 Momentos en Y-Y para la losa típica

	1	2
Losa	20cm	10cm
Mu(ton-m)	- 1.20	- 1.60
As req (cm ²)	2.04	2.72
Refuerzo colocado	φ8mm @0.30 + φ6mm @0.30	φ8mm @0.30 + φ6mm @0.30
AS col (cm ²)	2.60	2.60
Vu (ton)	2.00	4.00
φVc (ton)	11.10	11.10

TABLA 7.3 Diseño por flexión y Corte en Y-Y de las losas macizas

DISEÑO DE LA LOSA AZOTEA

Procedemos a diseñar analizando los momentos resultantes en el modelo en ambas direcciones.

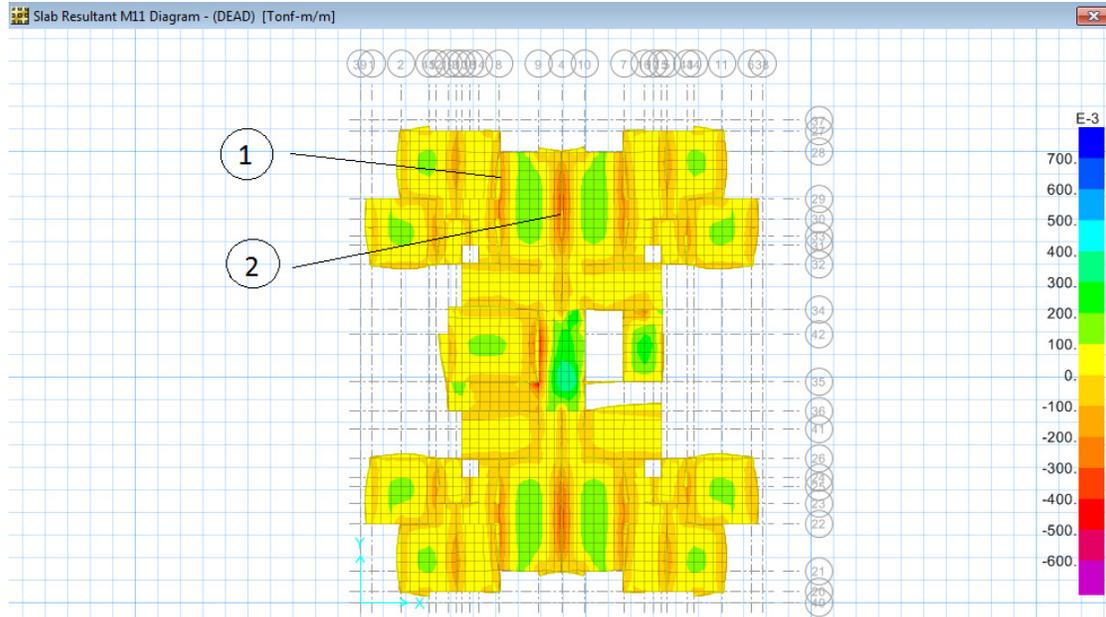


FIGURA 7.7 Momentos en X-X para la losa de la azotea

	1	2
Losa	10cm	10cm
Mu(ton-m)	+ 0.50	+ 0.65
As req (cm ²)	2.90	3.80
Refuerzo colocado	φ8mm @0.25 + φ6mm @0.25	φ8mm @0.25 + φ8mm @0.25
AS col (cm ²)	3.12	4.00
Vu (ton)	0.44	0.71
φVc (ton)	3.26	3.26

TABLA 7.4 Diseño por flexión y Corte en X-X de las losas macizas en azotea

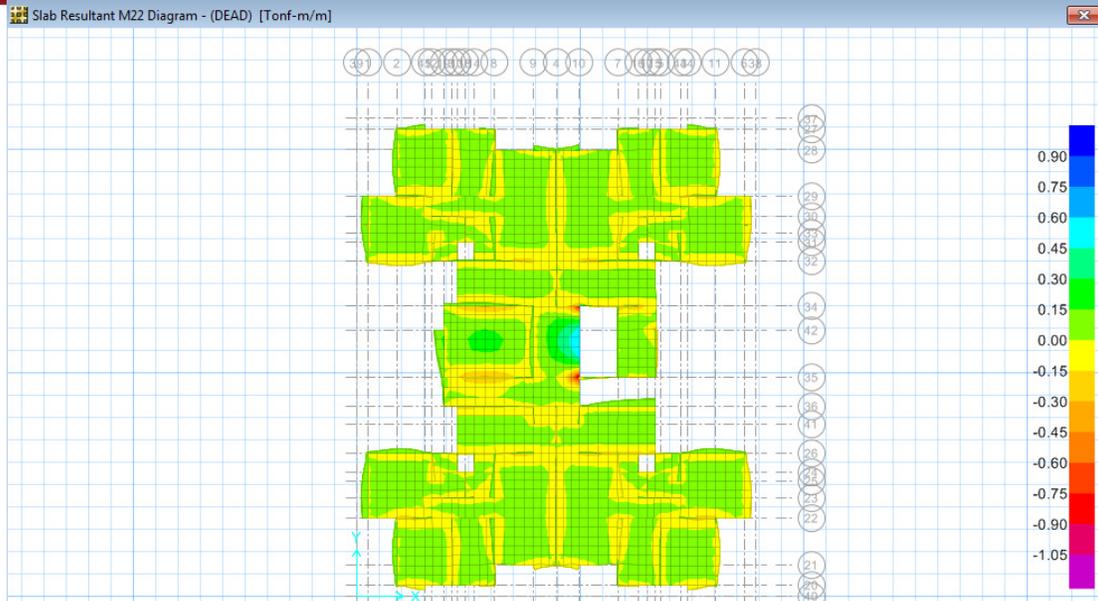


FIGURA 7.8 Momentos en Y-Y para la losa de la azotea

Todos los momentos son menores al momento nominal suministrado por el As mínimo positivo (1.62 ton-m) y negativo (1.08 ton-m) calculado anteriormente.

8. DISEÑO DE MUROS

8.1 Consideraciones para el diseño de muros

Las consideraciones para el diseño de los muros han sido tomadas de las normas de Diseño de Concreto Armado (E.060) y Diseño Sismo resistente (E.030) del Reglamento Nacional de edificaciones.

Son denominados muros de ductilidad limitada debido a que estos muros no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes. Los muros son de 10 y 15 cm de espesor de manera que no es posible tener núcleos debidamente confinados en sus extremos.

8.2 Diseño por Flexo compresión

Como parte del proceso del diseño por Flexo compresión es necesario construir un diagrama de interacción, el cual es definido como el lugar geométrico donde las combinaciones de Fuerza Normal y Momento, definidas de la norma, agotan la capacidad de la sección.

La construcción de los diagramas de interacción ha sido realizada mediante el uso del programa ETABS, el cual cuenta con una extensión llamada *Section Designer* y también con una hoja de cálculo del programa Excel.

El procedimiento consiste en dibujar la sección que se requiere diseñar y luego asignar un armado propuesto del refuerzo. Seguidamente el programa genera los puntos que forman el diagrama de interacción los cuales se exportan a la hoja de cálculo para graficarlos.

La figura 8.1 muestra una sección dibujada en *Section Designer* y en la figura 8.2 se muestra como es dibujada la sección por ETABS, la cual será exportada para su gráfica en el programa Excel.

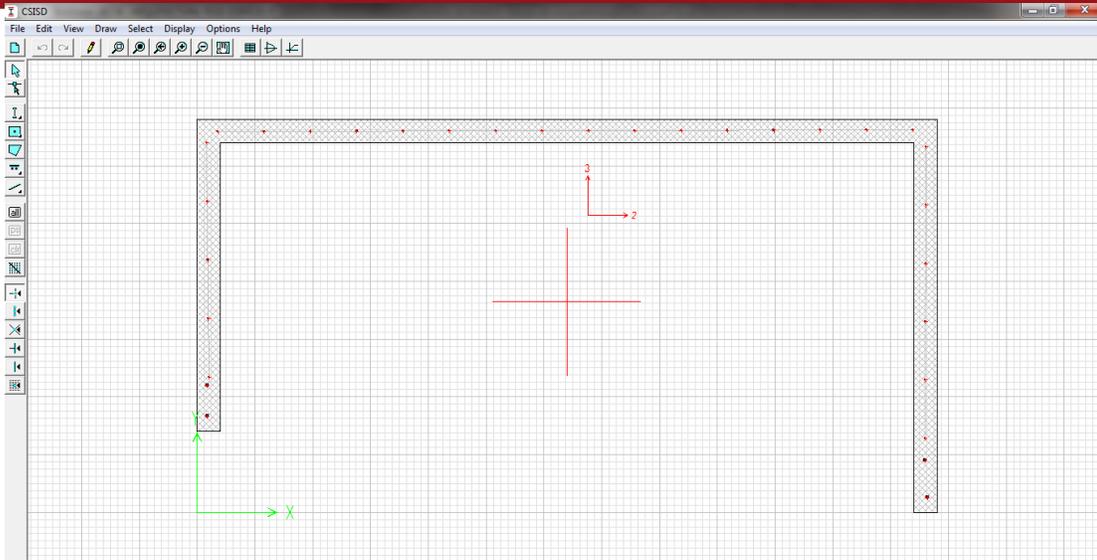


FIGURA 8.1 Ventana de la extensión Section Designer del programa ETABS

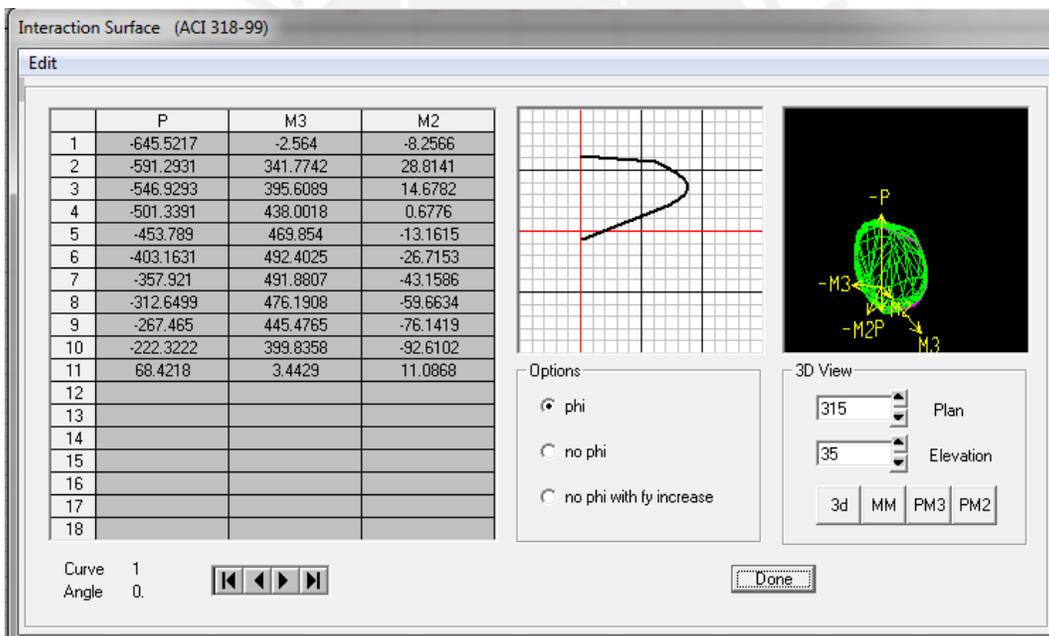


FIGURA 8.2 Puntos generados para la obtención de los diagramas de interacción

Una vez que se obtienen los puntos del diagrama de interacción (ϕP_n , ϕM_n), se proceden a graficar los puntos correspondientes a las cargas últimas (ϕP_u , ϕM_u). Se debe garantizar que todos los puntos se encuentren dentro del diagrama de interacción para que se cumpla el diseño a flexo compresión. La figura 8.3 muestra donde se ubican los puntos de las cargas últimas.

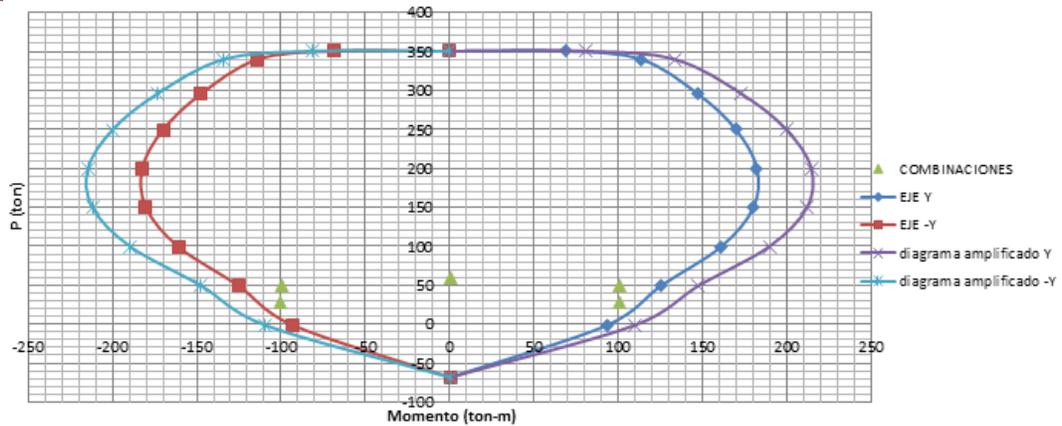


FIGURA 8.3 Diagrama de interacción del muro P2B

El diseño por flexo compresión se debe realizar mediante un proceso iterativo, ya que se debe aumentar o disminuir el refuerzo para lograr que los puntos (combinaciones) se encuentren dentro del diagrama lo más cercano posible al borde.

La norma peruana exige que en edificios de más de tres pisos se debe proveer un refuerzo necesario para garantizar que $M_u \geq 1.2M_{cr}$. Esta disposición podrá limitarse al tercio inferior del edificio y a no menos de los dos primeros pisos.

De lo anterior, se sabe que el momento de agrietamiento resulta de las ecuaciones básicas de la resistencia de los materiales, el cual obedece a la siguiente expresión:

$$\sigma_{traccion} = \frac{M_{cr}}{S} - \frac{P}{A} = 2\sqrt{f'c}$$

Despejando el momento de agrietamiento tenemos:

$$M_{cr} = S \cdot \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right)$$

Otra de las disposiciones que figuran en la norma E.060 Concreto Armado, capítulo 21, artículo 21.9.7 es la cual indica la necesidad de confinamiento de los extremos de los muros. Para saber si **no es necesario confinar los muros**, la profundidad del eje neutro C deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$C < \frac{lm}{600} \cdot \frac{\Delta m}{hm}$$

Donde: l_m : Longitud del muro en el plano horizontal

h_m : Altura total del muro

Δm : Desplazamiento inelástico del muro a una altura h_m

Además: el valor de $\left(\frac{\Delta m}{h_m}\right)$ no debe tomarse menor que 0.005 según

el artículo 21.9.7.4 de la norma E.060 concreto armado

Cuando el valor de C no cumpla con la expresión anterior, los extremos del muro deberán confinarse con estribos cerrados, para lo cual se deberá incrementar el espesor del muro a un mínimo de 15cm.

Cuando no sea necesario confinar los extremos del muro, el refuerzo deberá espaciarse de manera tal que su cuantía esté por debajo del 1% del área que se distribuye.

8.3 Diseño por Cortante

La fuerza cortante última de diseño (V_u) debe ser mayor o igual al cortante último proveniente del análisis estructural (V_{ua}), amplificado por el cociente entre el momento nominal asociado al acero colocado (M_n) y el momento último proveniente del análisis estructural (M_{ua}). De lo anterior se deriva la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right)$$

Para el cálculo de M_n se debe considerar como esfuerzo de fluencia efectivo $1.25f_y$, es decir $f_{ye} = 1.25 \times 4200 = 5250 \text{ kg/cm}^2$

El procedimiento descrito para el cálculo de la fuerza cortante última de diseño (V_u) se obtiene de buscar que el muro falle primero por flexión, de manera que luego que ocurra esto la fuerza sísmica no aumente. Es por esta razón que se le da una sobre resistencia al muro para la acción de la fuerza cortante.

En la figura 8.4 podemos apreciar como obtenemos el valor M_n , trazando una horizontal que parte desde la combinación de carga $1.25(W_{dead} + W_{live}) + \text{sismo Y}$, hasta que se intersecta con el diagrama amplificado, luego se traza una vertical con el eje para obtener el valor .

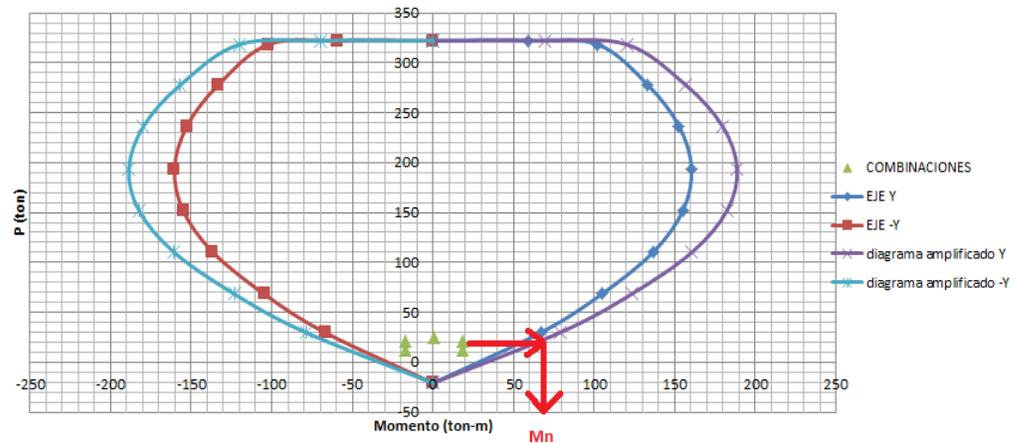


FIGURA 8.4 Obtención de Mn para amplificar la fuerza cortante - Muro P2B.

El valor máximo del cociente amplificador de la fuerza cortante es “R” ya que si se llegase a amplificar por un factor mayor, estaríamos diseñando para el régimen elástico.

El reglamento además indica que para la mitad superior del edificio se podrá usar 1.5 como valor máximo del cociente (M_n/M_{ua}).

Luego de conocida la fuerza cortante última de diseño se debe calcular la resistencia al corte de los muros. Esto se podrá determinar con la siguiente expresión indicada en la Norma E.060 Concreto Armado, capítulo 11, artículo 11.1 y 11.10

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

Dónde:

$\Phi=0.85$ Factor de reducción de resistencia al cortante

$A_c=0.85L$ Área de Corte en la dirección analizada

ρ_h : cuantía horizontal del muro

α se calcula obteniendo el cociente entre la altura del muro (h_m) y la longitud del muro (l_m)

$$\alpha=0.80, \text{ si } \frac{h_m}{l_m} \leq 1.50$$

$$\alpha=0.53, \text{ si } \frac{h_m}{l_m} \geq 2.50$$

Si $1.50 \leq \frac{hm}{lm} \leq 2.50$, α se obtiene de interpolar linealmente

De la expresión anterior se puede afirmar que mientras menor sea la relación entre la altura total del muro y la longitud del mismo, el aporte del concreto a la resistencia al cortante del muro será mucho más significativo.

Cabe destacar que se debe considerar como valor máximo de la resistencia nominal a la fuerza cortante el siguiente valor:

$$V_n < 2.7 \sqrt{f'_c} \cdot A_c$$

El diseño por corte fricción es parte del diseño por cortante. Para esto el refuerzo vertical distribuido se debe diseñar para garantizar una adecuada resistencia al cortante por fricción en la base de todos los muros. La resistencia al cortante por fricción se debe calcular mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

$\Phi=0.85$ Factor de reducción de resistencia al cortante

$\mu = 0.60$ Módulo de fricción del concreto endurecido (sin tratamiento)

$N_u=0.90.N_m$ Fuerza normal última (en función de la carga muerta)

$A_v = \rho_v \cdot t \cdot 100$ Área del refuerzo vertical (cm^2)

Con los dos principios de diseño por fuerza cortante descritos anteriormente se debe calcular el refuerzo vertical y horizontal distribuido en el alma del muro de ductilidad limitada. Sin embargo, tales refuerzos debe cumplir con las siguientes limitaciones de cuantías mínimas:

Si $V_u > \frac{\phi V_c}{2}$ entonces $\rho_h \geq 0.0025$ y $\rho_v \geq 0.0025$

Si $V_u < \frac{\phi V_c}{2}$ entonces $\rho_h \geq 0.0020$ y $\rho_v \geq 0.0015$

Si $\frac{hm}{lm} \leq 2$ entonces $\rho_v \geq \rho_h$

8.4 Ejemplo de diseño de muro

Como ejemplo se procede a diseñar el muro P6A cuya planta se muestra en la figura 8.5. Elegimos este muro debido que es el muro que resiste la mayor fuerza cortante sísmica, obtenido del análisis estructural, y por lo tanto el muro que presenta los mayores esfuerzos internos.

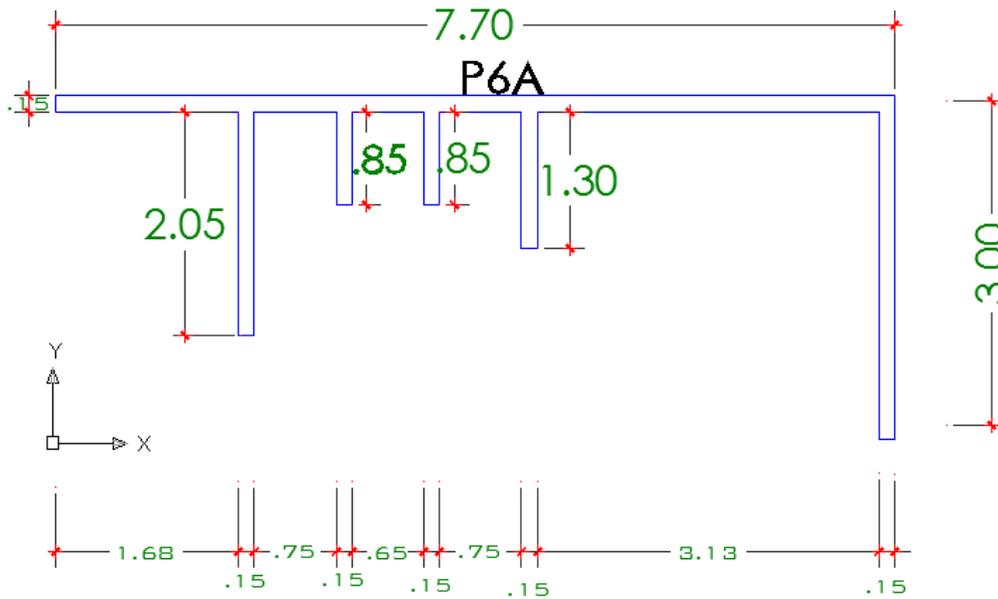


FIGURA 8.5 Esquema del muro de análisis perteneciente al primer y segundo piso

De acuerdo al análisis estructural, los resultados se presentan en la tabla 8.1 en donde se muestran las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores correspondientes a los casos de carga muerta, viva, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

Story	Pier	Load	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
PISO1	P6A	DEAD	134.42	0.34	0.35	0.76	-7.01
PISO1	P6A	LIVE	23.79	0.21	0.17	0.39	-2.55
PISO1	P6A	RESXX MAX	0	73.30	9.58	111.68	1193.51
PISO1	P6A	RESYY MAX	0	15.97	33.05	252.41	274.52

Tabla 8.1 Cargas provenientes del análisis estructural para el muro P6A

Para continuar con el diseño se procede a aplicar las combinaciones de cargas amplificadas que señala la norma E.060 las cuales se muestran en las tablas 8.2 y 8.3 para ambas direcciones con las cuales se diseñará el muro para resistir las sollicitaciones de flexo compresión y cortante.

	P (ton)	Vx (ton)	Mx (ton-m)
1.4Wdead+1.7Wlive	228.63	0.83	1.73
1.25(Wdead+Wlive) + Sismo X	197.76	73.99	113.12
1.25(Wdead+Wlive) - Sismo X	197.76	-72.61	-110.24
0.9Wdead + SismoX	120.98	73.61	112.37
0.9Wdead - SismoX	120.98	-72.99	-111.00

Tabla 8.2 Cargas últimas de diseño para el muro en la dirección X

	P (ton)	Vy (ton)	My (ton-m)
1.4Wdead+1.7Wlive	228.63	0.78	-14.14
1.25(Wdead+Wlive) + Sismo Y	197.76	33.70	262.58
1.25(Wdead+Wlive) - Sismo Y	197.76	-32.40	-286.47
0.9Wdead + SismoY	120.98	33.37	268.22
0.9Wdead - SismoY	120.98	-32.74	-280.83

Tabla 8.3 Cargas últimas de diseño para el muro en la dirección Y

Una vez obtenidas las cargas últimas provenientes de las combinaciones de la norma E.060 se procede a calcular el aporte del concreto a la resistencia a fuerza cortante (ϕV_c). De esta manera se podrá obtener una primera aproximación del refuerzo distribuido en el alma.

A continuación se muestra la memoria del cálculo para el diseño del primer piso:

Empezamos con el cálculo del refuerzo vertical del muro:

$$hm = 17.15 m \text{ (altura total de muro)}$$

- Para la dirección X:

$$lm_x = 7.70 m \text{ (longitud de muro)}$$

$$\left(\frac{hm}{lm} \right)_x = \frac{17.15}{7.70} = 2.23 > 2.00 ;$$

entonces $\alpha = 0.53$

$$\phi V_{c_x} = \phi \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c} = 0.85(0.80 \times 770 \times 15)(0.53) \cdot \sqrt{210} \cdot \left(\frac{1 \text{ton}}{1000 \text{kg}}\right) = 60.32 \text{ton}$$

$$\frac{\phi V_{c_x}}{2} = 30.16 \text{ton}$$

$$V_{u_x} = 73.30 \text{ton} \quad (\text{ver tabla 8.1})$$

Podemos apreciar que: $V_{u_x} = 73.30 > \frac{\phi V_{c_x}}{2} = 30.16$ entonces $\rho_v = 0.0025$

El área de acero que necesitaríamos sería:

$$A_{s_x} = 0.0025 \times 100 \times 15 = 3.75 \text{cm}^2 / m \quad \longrightarrow \quad \phi 12 \text{mm} @ 0.25 \text{m}$$

$$A_{s_x \text{colocado}} = \frac{1.13}{0.25} = 4.52 \text{cm}^2 / m$$

- Para la dirección Y se debe tener en cuenta que son 5 muros, se hará el cálculo para cada uno.

a) $l_{m_1} = 3.00 \text{m}$ (longitud de muro)

$$\frac{hm}{lm} = \frac{17.15}{3.00} = 5.72 > 2.00 ; \quad \text{entonces} \quad \alpha = 0.53$$

$$\phi V_{c_{1y}} = \phi \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c} = 0.85(0.80 \times 300 \times 15)(0.53) \cdot \sqrt{210} \cdot \left(\frac{1 \text{ton}}{1000 \text{kg}}\right) = 23.50 \text{ton}$$

b) $l_{m_2} = 1.30 \text{m}$ (longitud de muro)

$$\frac{hm}{lm} = \frac{17.15}{1.30} = 13.19 > 2.00 ; \quad \text{entonces} \quad \alpha = 0.53$$

$$\phi V_{c_{2y}} = \phi \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c} = 0.85(0.80 \times 130 \times 15)(0.53) \cdot \sqrt{210} \cdot \left(\frac{1 \text{ton}}{1000 \text{kg}}\right) = 10.18 \text{ton}$$

c) $l_{m_3} = l_{m_4} = 0.85 \text{m}$

$$\frac{hm}{lm} = \frac{17.15}{0.85} = 20.18 > 2.00 ; \quad \text{entonces} \quad \alpha = 0.53$$

$$\phi V_{c_{3y}} = \phi \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c} = 0.85(0.80 \times 85 \times 15)(0.53) \cdot \sqrt{210} \cdot \left(\frac{1 \text{ton}}{1000 \text{kg}}\right) = 6.66 \text{ton}$$

d) $l m_s = 2.05 m$

$$\frac{h m}{l m} = \frac{17.15}{2.05} = 8.37 > 2.00 ; \quad \alpha = 0.53$$

$$\phi V c_{s_y} = \phi . A c . \alpha . \sqrt{f' c} = 0.85 (0.80 \times 205 \times 15) (0.53) . \sqrt{210} . \left(\frac{1 \text{ ton}}{1000 \text{ kg}} \right) = 16.06 \text{ ton}$$

$$\phi V c_{y \text{ acum}} = 23.50 + 10.18 + 6.66 + 6.66 + 16.06 = 63.06 \text{ ton}$$

$$\frac{\phi V c_{y \text{ acum}}}{2} = 31.53 \text{ ton}$$

$V u_y = 33.05 \text{ ton}$ (ver tabla 8.1)

Podemos apreciar que: $V u_y = 33.05 > \frac{\phi V c_y}{2} = 31.53$ entonces $\rho_v = 0.0025$

El área de acero que necesitaríamos sería:

$$A s_y = 0.0025 \times 100 \times 15 = 3.75 \text{ cm}^2 / m \quad \longrightarrow \quad \phi 12 \text{ mm} @ 0.25 \text{ m}$$

$$A s_{y \text{ colocado}} = \frac{1.13}{0.25} = 4.52 \text{ cm}^2 / m$$

ACERO VERTICAL	
X - X	$\phi 12 \text{ mm} @ 0.25$
Y - Y	$\phi 12 \text{ mm} @ 0.25$

Con el refuerzo vertical distribuido calculado en las direcciones X ($\phi 12 \text{ mm} @ 0.25 \text{ m}$) e Y ($\phi 12 \text{ mm} @ 0.25 \text{ m}$), procedimos a utilizar la aplicacion *section designer* del programa ETABS para obtener el diagrama de interaccion (figura 8.6 y 8.7), luego se exportaron estos datos a una hoja de cálculo donde se agregaron los puntos correspondientes a las cargas últimas amplificadas provenientes de las combinaciones (figura 8.8 para la dirección X y figura 8.9 para la dirección Y).

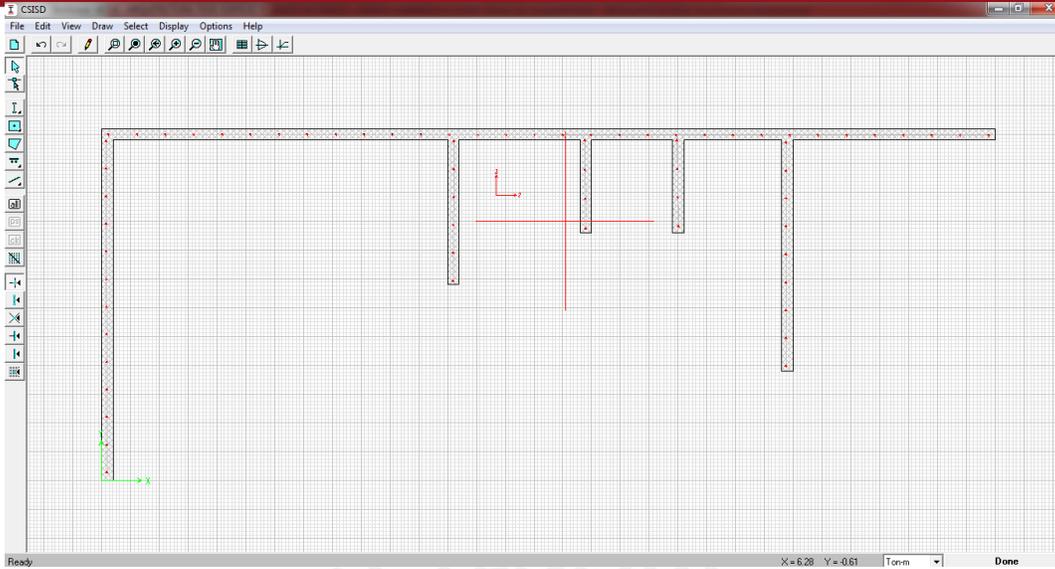


FIGURA 8.6 Distribución de acero para el muro P6A en la aplicación section designer.

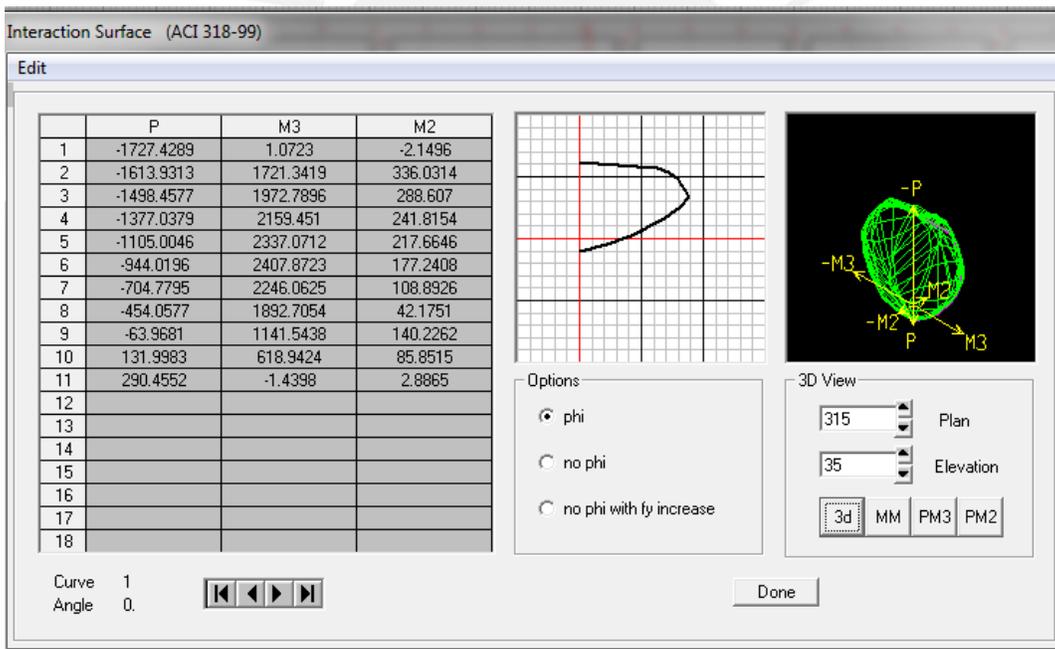


FIGURA 8.7 Diagrama de interacción para el muro P6A en la aplicación section designer.

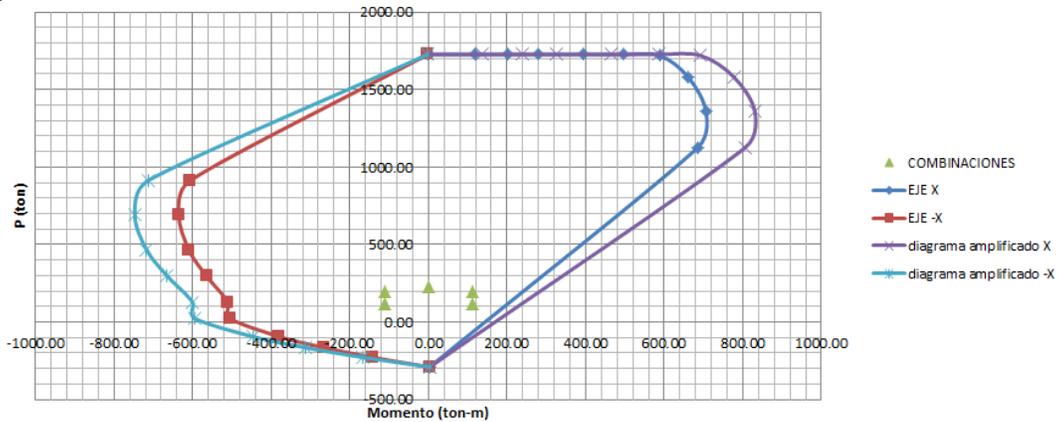


FIGURA 8.8 Diagrama de interacción para el muro P6A en la dirección X.

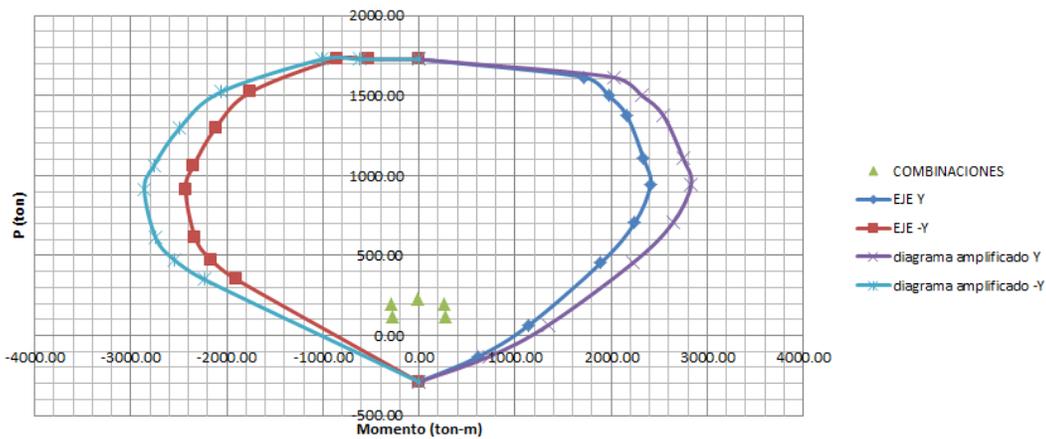


FIGURA 8.9 Diagrama de interacción para el muro P6A en la dirección Y.

Con esta distribución de acero, el diseño por flexo compresión quedaría completo.

Una vez que el diseño por flexo compresión se ha cumplido la norma nos indica que se debe verificar las especificaciones en cuanto al momento de agrietamiento y la compresión en el extremo de los muros.

a) Verificación del momento de agrietamiento

- Para la dirección X:

Calculamos el momento de agrietamiento con las propiedades del muro P6A

$$Area = 2.34 m^2 \quad I_x = 0.84 m^4 \quad y = 2.39 m \quad S = 0.35 m^3$$

$$Mcr = S \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right) = 0.35 \left(2\sqrt{210} + \frac{197.76}{2.34} \right) = 39.80 ton - m$$

$$1.2Mcr = 47.76 ton - m$$

Del diagrama de interaccion amplificado obtenemos el momento nominal

$$Pu = 197.76 \text{ ton} \longrightarrow Mn = 280.00 \text{ ton} - m$$

Procedemos a comparar:

$$Mn = 280.00 \text{ ton} - m > 1.2Mcr = 47.76 \text{ ton} - m \quad \text{Si cumple.}$$

- Para la dirección Y (de la misma manera):

$$Area = 2.34 \text{ m}^2 \quad I_y = 13.08 \text{ m}^4 \quad y = 4.22 \text{ m} \quad S = 3.10 \text{ m}^3$$

$$Mcr = S \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right) = 3.10 \left(2\sqrt{210} + \frac{197.76}{2.34} \right) = 351.86 \text{ ton} - m$$

$$1.2Mcr = 422.24 \text{ ton} - m$$

Del diagrama de interaccion amplificado obtenemos el momento nominal

$$Pu = 197.76 \text{ ton} \longrightarrow Mn = 1650.00 \text{ ton} - m$$

Procedemos a comparar

$$Mn = 1650.00 \text{ ton} - m > 1.2Mcr = 422.24 \text{ ton} - m \quad \text{Si cumple.}$$

De los cálculos anteriores podemos concluir que con el refuerzo colocado se garantiza que la resistencia de diseño de la sección fisurada sea mayor que el momento flector que genera el agrietamiento por flexión.

Ahora procedemos a comprobar si no es necesario confinar los extremos según la siguiente expresión.

$$C < \frac{lm}{600 \cdot \frac{\Delta m}{hm}}$$

En nuestro ejemplo analizamos para el muro más largo de 7.70m

- $lm = 7.70 \text{ m}$ (longitud del muro)
- $hm = 17.15 \text{ m}$ (Altura total del muro)
- $\Delta m = 0.0004 \text{ m}$ (desplazamiento según el análisis estructural)

$$\frac{\Delta m}{hm} = \frac{0.0004}{17.15} = 0.00002 \quad \text{pero este valor como mínimo debe ser } 0.005$$

- $C = 2.39\text{m}$ (profundidad del eje neutro)

$$C = 2.39 < \text{factor} = \frac{7.70}{600(0.005)} = 2.57$$

Como C es menor al factor no será necesario confinar en los extremos.

Una vez culminado el diseño por flexo compresión, se procede a diseñar el muro para la sollicitación por cortante. El procedimiento de diseño para ambas direcciones se muestra a continuación.

- Para la dirección X:

Calculamos la fuerza de cortante ultima de diseño

$M_n = 280.00\text{ton} - m$ (intersección del diagrama de interaccion amplificado con P_u)

$$M_u = 113.12\text{ton} - m \quad (\text{tabla 8.2}) \quad \left(\frac{M_n}{M_u}\right)_x = 2.48$$

$$V_u = 73.99\text{ton} \quad (\text{tabla 8.2})$$

$$V_{u_{ax}} = V_u \left(\frac{M_n}{M_u}\right)_x = 73.99 \times 2.48 = 183.13\text{ton}$$

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia nominal

$$\phi V_n \text{ max} = \phi \cdot A_c \cdot 2.7 \sqrt{f'c} = 0.85(0.80 \times 770 \times 15)(2.7) \cdot \sqrt{210} \cdot \left(\frac{1\text{ton}}{1000 \text{ kg}}\right) = 307.30\text{ton}$$

$\phi V_c = 60.32\text{ton}$ (Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto calculado anteriormente)

Entonces la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo seria:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{183.13 - 60.32}{0.85} = 144.48\text{ton}$$

Pero también sabemos:

$$V_s = A_c \cdot \rho_h \cdot f_y \quad \longrightarrow \quad \rho_h = \frac{V_s}{A_c \cdot f_y} = \frac{144.48 \times 1000}{0.8 \times 770 \times 15 \times 4200} = 0.0037$$

Por lo tanto el refuerzo en la dirección X sería:

$$As_h = 0.0037 \times 100 \times 15 = 5.58 \text{ cm}^2 / m \longrightarrow \phi 12 \text{ mm @ } 0.20$$

$$As_x \text{ colocado} = \frac{1.13}{0.20} = 5.65 \text{ cm}^2 / m$$

- Para la dirección Y:

$$Mn = 1650.00 \text{ ton} - m \quad (\text{intersección del diagrama de interacción amplificado con } Pu)$$

$$Mu = 286.47 \text{ ton} - m \quad (\text{tabla 8.3})$$

$$\left(\frac{Mn}{Mu} \right)_x = 5.76 \text{ pero este valor no puede ser mayor a } R=3.00$$

$$Vu = 33.70 \text{ ton} \quad (\text{tabla 8.3})$$

$$Vu_y = Vu_a \left(\frac{Mn}{Mna} \right)_y = 33.70 \times 3.00 = 101.10 \text{ ton}$$

Ahora calculamos el valor máximo de la resistencia nominal

$$\phi Vn \text{ max} = \phi \cdot Ac \cdot 2.7 \sqrt{f'c} = 0.85(0.80 \times (300 + 130 + 85 + 85 + 205)15)(2.7) \cdot \sqrt{210} \cdot \left(\frac{1 \text{ ton}}{1000 \text{ kg}} \right) = 321.27 \text{ ton}$$

$\phi Vc = 63.06 \text{ ton}$ (Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto calculado anteriormente)

Entonces la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo sería:

$$Vs = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = \frac{101.10 - 63.06}{0.85} = 44.75 \text{ ton}$$

Pero también sabemos:

$$Vs = Ac \cdot \rho_h \cdot fy \longrightarrow \rho_h = \frac{Vs}{Ac \cdot fy} = \frac{44.75 \times 1000}{0.8 \times 805 \times 15 \times 4200} = 0.0011$$

Por lo tanto el refuerzo en la dirección Y sería:

$$As_h = 0.0011 \times 100 \times 15 = 1.65 \text{ cm}^2 / m \longrightarrow \phi 12 \text{ mm @ } 0.25 \text{ (Asc}=4.52 \text{ cm}^2)$$

$$As_y \text{ colocado} = \frac{1.13}{0.25} = 4.52 \text{ cm}^2 / m$$

Además del diseño de cortante del muro, el cual conlleva a la obtención del refuerzo distribuido horizontalmente en el muro, también se debe verificar el diseño por cortante por fricción.

Con el refuerzo vertical distribuido uniformemente que se colocó en el alma para generar el diagrama de interacción, se debe verificar que la resistencia al cortante por fricción sea mayor que la cortante última. A continuación se muestra el procedimiento de diseño para ambas direcciones.

Para la dirección X:

Calculamos la resistencia nominal

$$N_u = 0.90 \times N_w = 0.90 \times 134.42 = 120.98 \text{ ton}$$

$$A_v = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \phi 12 \text{ mm @ } 0.25$$

$$\phi V_n = \phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot f_y) = 0.85 \times 0.60 \times (120.98 + 4.52 \times 4.20) = 71.38 \text{ ton}$$

Comparamos con el cortante último según la tabla 8.2

$$V_{u_x} = 73.99 \text{ ton}$$

$$V_{u_x} = 73.99 \text{ ton} > \phi V_n = 71.38 \text{ ton} \quad \text{No cumple}$$

Al ver que no cumple, aumentamos la sección del acero.

$$A_v = 7.53 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \phi 12 \text{ mm @ } 0.15$$

$$\phi V_n = \phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot f_y) = 0.85 \times 0.60 \times (120.98 + 7.53 \times 4.20) = 77.84 \text{ ton}$$

Comparamos con el cortante último según la tabla 8.2

$$V_{u_x} = 73.99 \text{ ton}$$

$$V_{u_x} = 73.99 \text{ ton} < \phi V_n = 77.84 \text{ ton} \quad \text{Si cumple}$$

Para la dirección Y:

$$A_v = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \phi 12 \text{ mm @ } 0.25$$

$$\phi V_n = \phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot f_y) = 0.85 \times 0.60 \times (120.98 + 4.52 \times 4.20) = 71.38 \text{ ton}$$

Comparamos con el cortante último según la tabla 8.3

$$Vu_y = 33.70ton$$

$$Vu_y = 33.70ton < \phi Vn = 71.38ton \quad \text{si cumple}$$

9. DISEÑO DE ESCALERAS

9.1 Diseño por Flexión

Para el cálculo de los momentos actuantes en los tramos de escaleras (tramo1, tramo 2 y tramo 3) se asignó a cada tramo, una carga distribuida calculada en el capítulo 4.30 de metrado de escaleras ($Wu = 1.19 \text{ ton}/m^2$).

La figura 9.1 muestra la sección de los terceros tramos típicos. Se consideró los apoyos a la mitad de las losas de los descansos ya que estas losas también están apoyadas en el sentido transversal de los muros. En el lado izquierdo se ve en la figura 9.1 que la escalera esta simplemente apoyada (restricción vertical y horizontal), ya que llega a un muro que está muy bien arriostrado y de la misma manera sucede en el lado derecho.



FIGURA 9.1 Modelo de la escalera – 3er tramo típico

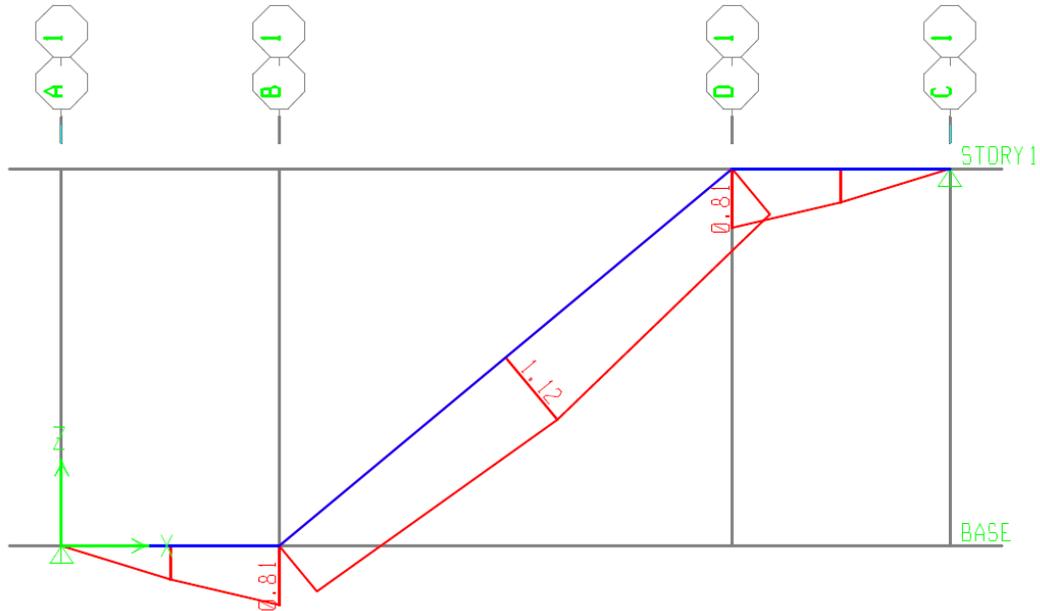


FIGURA 9.2 Diagrama de Momentos Flectores – 3er tramo típico

Descripción	M (ton-m)	Acero (cm ²)	Acero	As colocado (cm ²)
Acero longitudinal	1.12	2.40	8mm@0.20	2.50
Acero Transversal de temperatura		Asmin=0.0018bh=2.16	8mm@0.20	2.50

Tabla 9.1 Diseño de Acero por flexión

9.2 Verificación por Corte

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

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * (12 - 2.5) * \frac{1}{1000} = 6.20 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.94 \text{ ton}$$

Entonces

$$\phi V_c = 6.20 \text{ ton} > V_u = 1.94 \text{ ton} \quad \text{Si cumple}$$

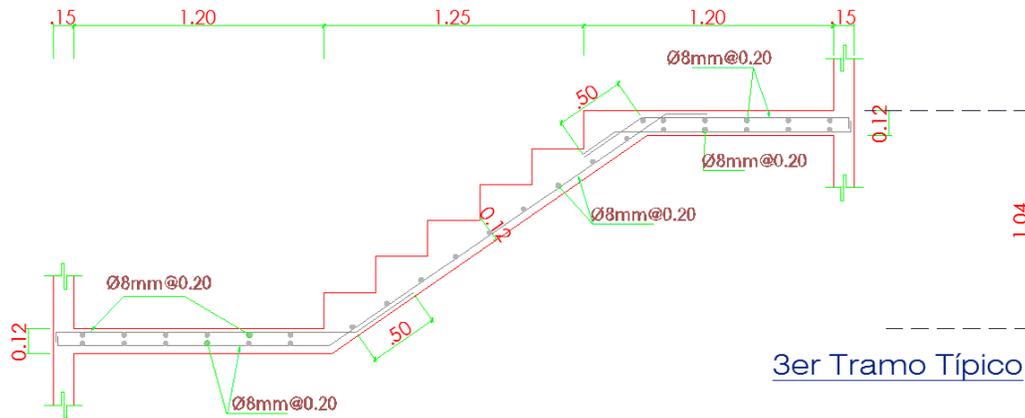


FIGURA 9.3 Diseño de la escalera – 3er tramo típico

PARTE 3: CIMENTACION

10. Cimientos Corridos

10.1 Consideraciones Generales

La cimentación es el sistema encargado de transmitir al suelo las cargas del edificio.

Su objetivo es hacer que la presión ejercida sobre el suelo pueda ser resistida por éste.

Se ha diseñado la cimentación de tal forma que la presión que se ejerza sobre el suelo no sea mayor a 4.00 kg/cm^2 .

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 los cimientos corridos volados muy pequeños, no se llega a producir el efecto de cortante en una dirección, puesto que este produce la falla a “d” de la cara, entonces se calculó con el cortante a la cara.

- El edificio está estructurado principalmente con muros de ductilidad limitada, los cuales resisten las fuerzas horizontales de sismo, y por ende momentos importantes de sismo los cuales se deberán tener en cuenta 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 medianamente densa a densa (GP).
- Presión admisible de 4.00 kg/cm^2 .
- Profundidad mínima de cimentación: 1.20 metros.

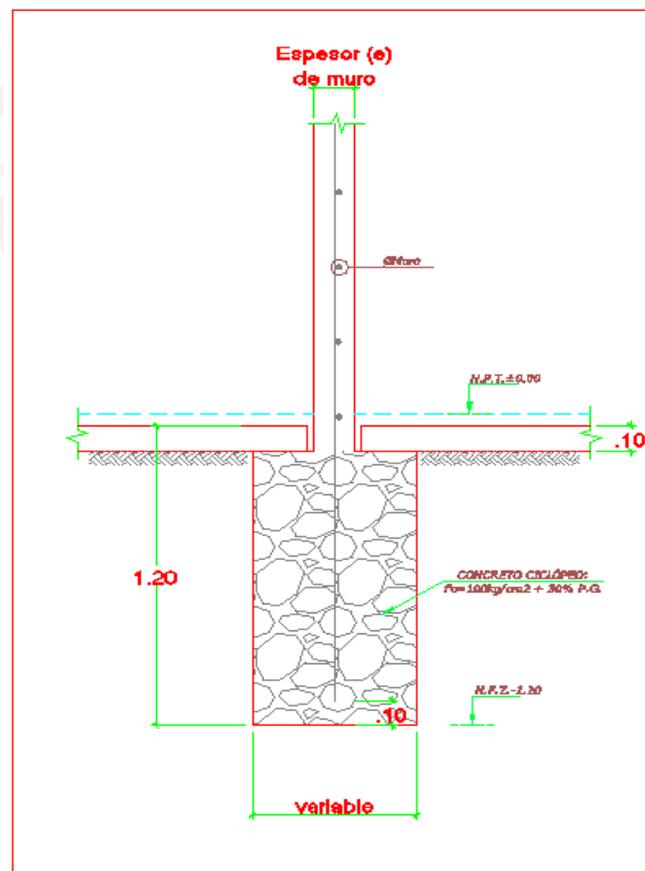


FIGURA 10.1 Sección de Cimiento Corrido Típico

Se detalla las características de la cimentación:

- La cimentación corrida tiene un nivel mínimo de la cimentación de 1.20m de profundidad.
- La resistencia del concreto es:
 - Cimiento corrido: $f'c=100 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ PG}$.

10.1.1 Predimensionamiento del cimiento

Se utilizara la premisa del cálculo independiente en la dos direcciones, la cual consiste en analizar la longitud más larga de cada placa en X e Y para el momento mayor originado por el sismo en esa dirección.

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 el σ_{adm} del suelo (para solo cargas de gravedad) y menor que $1.30 \sigma_{adm}$ del suelo (para cargas de sismo). Se considera como F.S.=1.30 ya que el suelo no está gobernado por corte, sino por asentamiento, en condiciones temporales.
5. Se debe cumplir la siguiente desigualdad para cimientos rectangulares.

Para cargas de gravedad

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

Para cargas de sismo

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + pp}{B.L} \pm \frac{6M}{B.L^2} \leq 1.30 \sigma_{adm}$$

En caso, $\frac{6M}{B.L^2}$, es mayor que $\frac{P + pp}{B.L}$, significa que habría tracciones entre el suelo y la zapata, lo cual es imposible. En ese caso se deberá formar un triángulo de presiones, tal que su centro de gravedad coincida con la ubicación de la resultante y volver a calcular. De esta manera, el esfuerzo se calculará con la siguiente expresión:

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

10.2 Ejemplo de pre dimensionamiento y diseño del cimiento corrido

- **Diseño del muro P-6A**

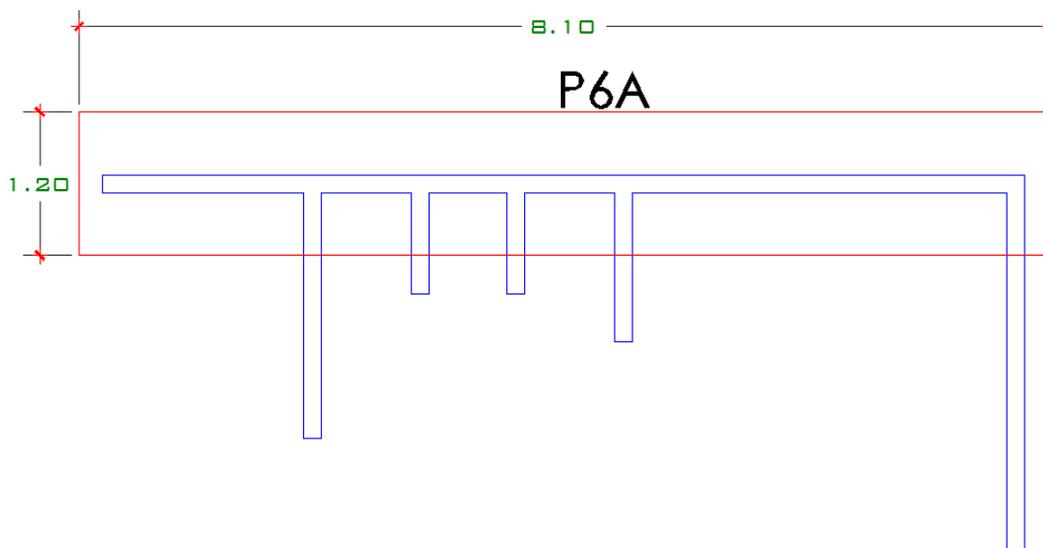


FIGURA 10.2 Dimensiones preliminares del Cimiento Corrido en el eje X

Las dimensiones son:

$$B=1.20\text{m}$$

$$L= 8.10\text{m}$$

El peso propio de la cimentación sería:

$$pp = 2.40 \times 1.20 \times 8.10 \times 1.20 = 27.99 \text{ ton}$$

Con ello se obtiene:

$$\sigma_1 = \frac{158.21 + 27.99}{1.20 \times 8.10} + \frac{6x(0.76 + 0.39 + 111.68 + 252.41)}{1.20 \times 8.10^2} = 46.99 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\sigma_1 = 46.99 \text{ ton} / \text{m}^2 \leq 1.30 \sigma_{adm} = 52 \text{ ton} / \text{m}^2 \text{ OK}$$

$$\sigma_2 = \frac{158.21 + 27.99}{1.20 \times 8.10} - \frac{6x(0.76 + 0.39 + 111.68 + 252.41)}{1.20 \times 8.10^2} = -8.68 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = -8.68 \text{ ton} / \text{m}^2 \leq 0$$

Como sale negativo se vuelve a recalcular utilizando el triángulo de presiones.

$$e = \frac{M_{xx}}{P} = \frac{365.24}{186.20} = 1.96$$

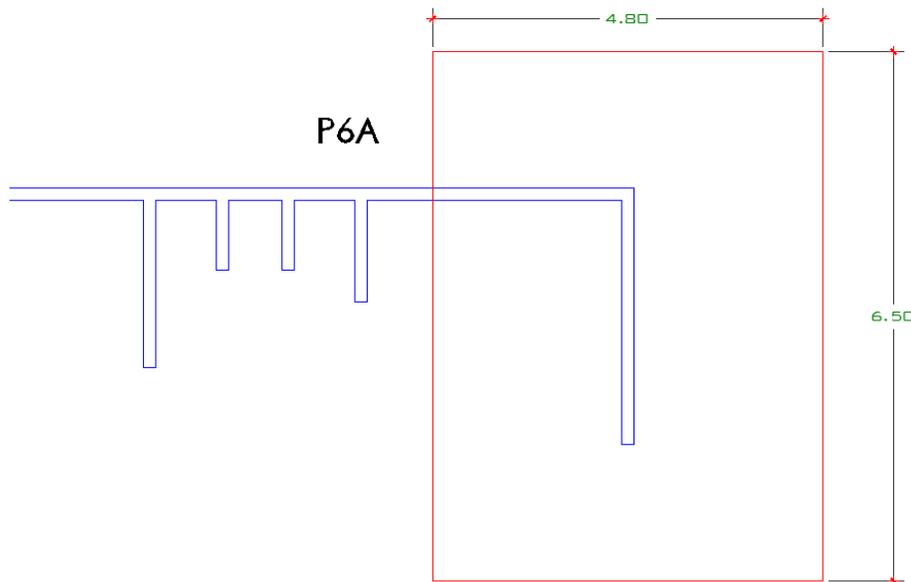
Entonces el esfuerzo sería:

$$\sigma_{actuante} = \frac{2.R}{3B\left(\frac{L}{2} - e\right)} = \frac{2x(158.21 + 27.99)}{3x1.20x\left(\frac{8.10}{2} - 1.96\right)} = 49.53 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\sigma_1 = 49.53 \text{ ton} / \text{m}^2 \leq 1.30 \sigma_{adm} = 52 \text{ ton} / \text{m}^2 \text{ OK}$$

Análisis del Sismo en Y:

Se asignaron las siguientes dimensiones preliminares:



FIGURA

10.3 Dimensiones preliminares del Cimiento Corrido en el eje Y

Las dimensiones son:

$$B=4.80m$$

$$L= 6.50m$$

El peso propio de la cimentación sería:

$$pp = 2.40 \times 4.80 \times 6.50 \times 1.20 = 89.86 \text{ ton}$$

Con ello se obtiene:

$$\sigma_1 = \frac{158.21 + 89.86}{4.80 \times 6.50} + \frac{6x(-7.01 - 2.55 + 1193.51 + 274.52)}{4.80 \times 6.50^2} = 51.10 \text{ ton / m}^2$$

$$\sigma_1 = 51.10 \text{ ton / m}^2 \leq 1.30 \sigma_{adm} = 52 \text{ ton / m}^2 \text{ OK}$$

$$\sigma_1 = \frac{158.21 + 89.86}{4.80 \times 6.50} - \frac{6x(-7.01 - 2.55 + 1193.51 + 274.52)}{4.80 \times 6.50^2} = -35.20 \text{ ton / m}^2$$

$$\sigma_2 = -35.20 \text{ ton / m}^2 \leq 0$$

Como sale negativo se vuelve a recalcular utilizando el triángulo de presiones.

$$e = \frac{M_{yy}}{P} = \frac{1458.47}{248.07} = 5.88$$

Como $e > L/2$ entonces la fórmula para calcular el esfuerzo sería:

$$\sigma_{actuante} = \frac{2.R}{B\left(\frac{4e}{3}\right)} = \frac{2x(158.21 + 89.86)}{4.80x\left(\frac{4}{3}x5.88\right)} = 13.18 \text{ ton / m}^2$$

$$\sigma_{act} = 13.18 \text{ ton / m}^2 \leq 1.30 \sigma_{adm} = 52 \text{ ton / m}^2 \text{ OK}$$

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

Se obtuvo una gran densidad de cimientos corridos en el diseño del edificio como se puede apreciar en la figura 10.4, como consecuencia de la densidad de muros de Ductilidad Limitada. Por ello es más práctico realizar el diseño de una platea de cimentación.

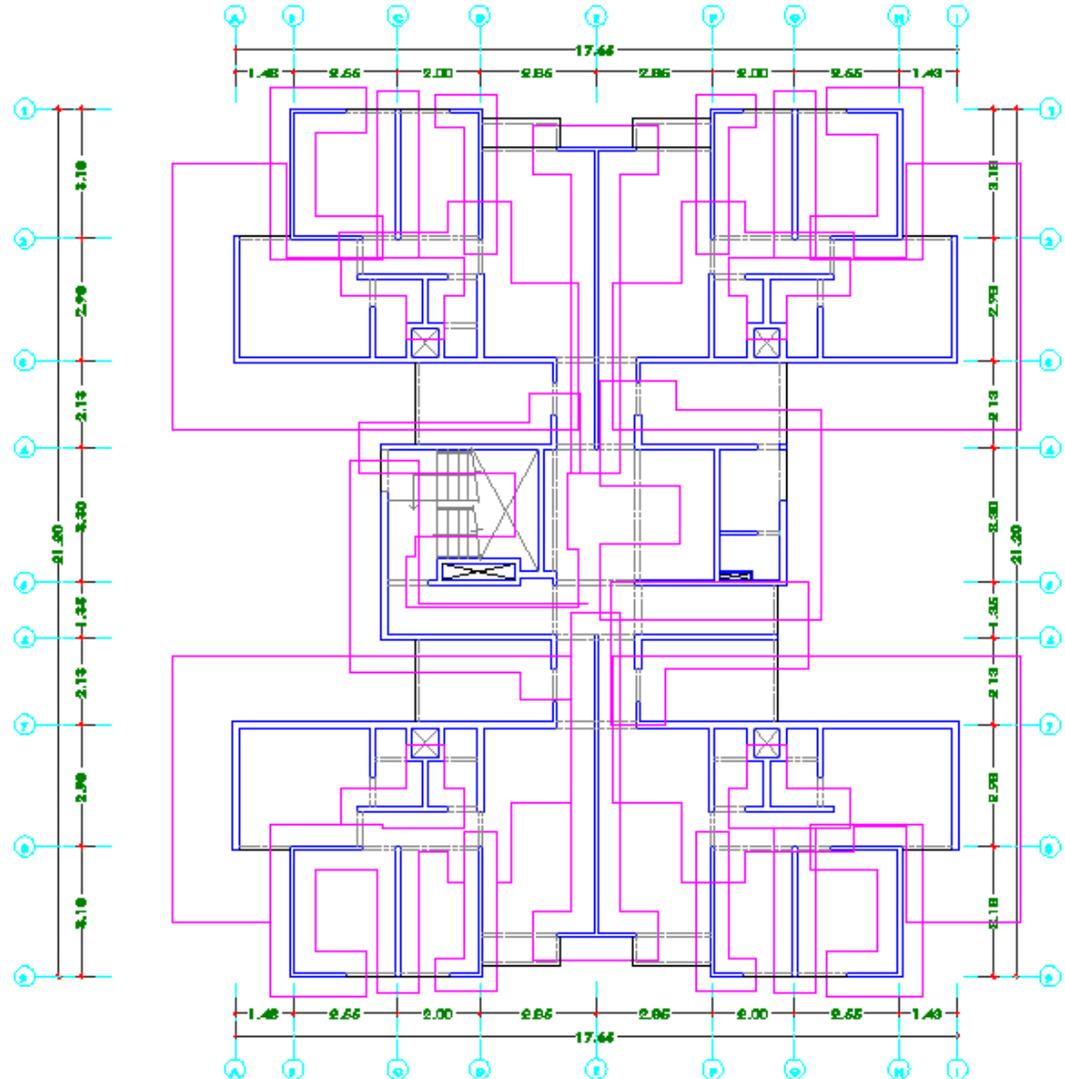


Figura 10.4 Superposición de Cimientos Corridos

11. DISEÑO DE LA PLATEA DE CIMENTACION

La platea de cimentación es un tipo de cimentación usada comúnmente en edificios los cuales usan muros portantes de concreto armado, en nuestro caso son los muros de Ductilidad Limitada.

11.1 Comportamiento e Idealización de la Platea

El comportamiento de la platea de cimentación consiste en una losa flexible apoyada sobre resortes con una rigidez igual al módulo de reacción de subrasante (módulo de Balasto). La cual se deforma ante la acción de las cargas ejercidas provenientes de los muros. Estas presiones generadas sobre el terreno tienen una distribución no lineal como se puede ver en la siguiente figura.11.1

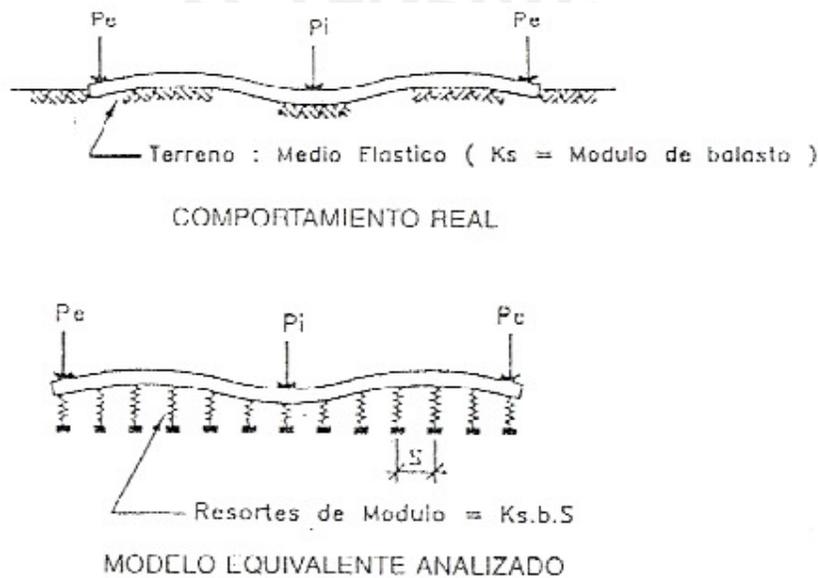


Figura 11.1 Comportamiento de la platea e idealización de suelo

(Fuente: Rivera, J. Plateas de cimentación para edificios en base a muros portantes.)

Se realizó el modelamiento mediante el software SAFE versión 12, el cual emplea el método de elementos finitos para poder obtener las presiones actuantes del terreno y los esfuerzos internos en la platea de cimentación, este programa no toma en cuenta las tracciones del suelo.

En el modelamiento se considera al Suelo sobre el cual se va a cimentar como un conjunto de resortes distribuidos uniformemente bajo toda la superficie. La rigidez de estos resortes (k) es igual al módulo de Balasto (Winkler), también conocido como módulo de reacción de la subrasante.

En la figura 11.2 se muestra la imagen del modelo estructural para el análisis de la platea de cimentación.

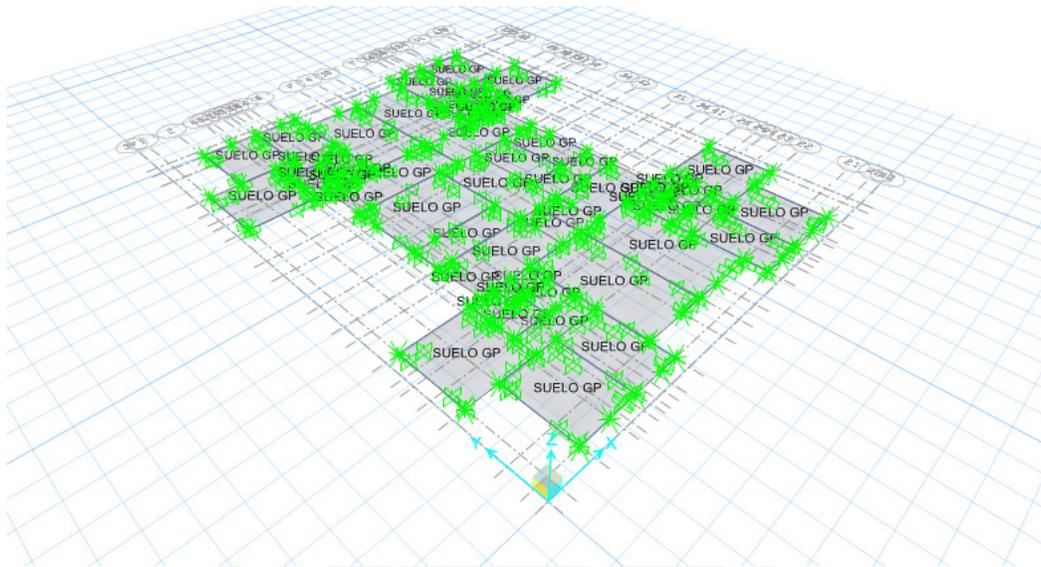


Figura 11.2 Modelo estructural de la platea de cimentación

11.2 Esfuerzos actuantes en el Suelo

El tipo de suelo corresponde a una Grava Arenosa medianamente densa a densa (GP) con una presión admisible de 4.00 kg/cm^2 a 1.20 metros de profundidad, sin embargo se utilizara un relleno controlado de ingeniería con una presión máxima admisible de 1.00 kg/cm^2 . Esta presión no deberá ser excedida por las presiones provenientes de los casos de carga sin contar las acciones sísmicas.

La presión admisible del suelo se incrementará en 30% según lo indicado en la norma E.060 en el artículo 15.2.4, esto aplica solamente para los casos de carga que incluyan los efectos sísmicos por lo cual consideraremos la capacidad de carga igual a 1.30 kg/cm^2 para los casos donde participen cargas provenientes del sismo.

Según la tabla 11.1, para el esfuerzo admisible de 1.00 kg/cm^2 y 1.30 kg/cm^2 , el módulo de balasto sería de 2.20 kg/cm^3 y 2.74 kg/cm^3 respectivamente.

Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Tabla 11.1 Valores del módulo de reacción del Suelo (Balasto / Winkler) en función de la resistencia admisible del terreno.

(Fuente: Nelson Morrison, Tesis de maestría: Interacción Suelo-Estructuras: Semiespacio de Winkler, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona – España. 1993).

Las combinaciones que fueron usadas para verificar las presiones actuantes sobre el terreno son:

$$W_{dead} + W_{live}$$

$$W_{dead} + W_{live} \pm 0.80 \text{ Sismo X}$$

$$W_{dead} + W_{live} \pm 0.80 \text{ Sismo Y}$$

Todas estas combinaciones de cargas están en la envolvente llamada “envolvente de servicio”.

En la figura 11.3 se muestra la distribución de las presiones en el suelo calculadas por el software SAFE debido a las cargas de gravedad y cargas de sismo respectivamente.

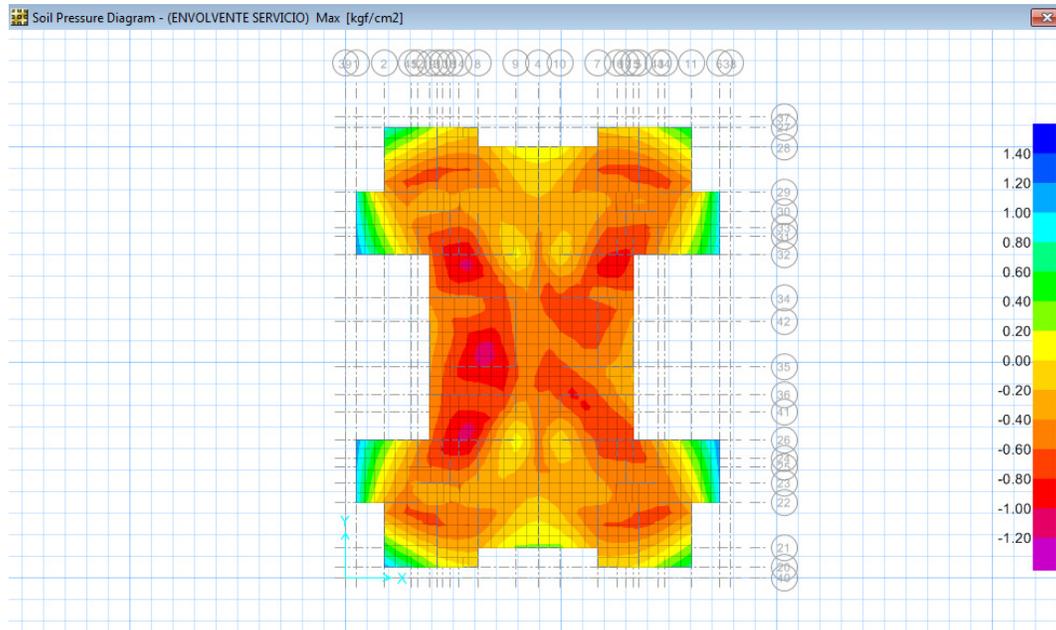


Figura 11.3 Presiones en el suelo debido a las cargas de gravedad y sismo

11.3 Diseño por Flexión y Cortante de la Platea de Cimentación

El diseño de la platea de Cimentación se hizo mediante las mismas consideraciones usadas en el diseño de losas macizas en el capítulo 7. Esto se debe a que la platea de cimentación se comporta también como una losa de concreto armado que trabaja en dos direcciones.

La altura de la platea de cimentación será de 25 cm con un nivel de fondo de -0.25 m sobre la cota cero.

Las figuras 11.4 y 11.5 muestran la distribución de los momentos flectores y fuerzas cortantes en la platea de cimentación para ambas direcciones.

Para el diseño se utilizó la combinación “envolvente de diseño” la cual está compuesta por las siguientes combinaciones:

$$1.40W_{dead} + 1.70 W_{live}$$

$$1.25(W_{dead} + W_{live}) \pm Sismo X$$

$1.25(W_{dead} + W_{live}) \pm Sismo Y$

$0.90W_{dead} \pm Sismo X$

$0.90W_{dead} \pm Sismo Y$

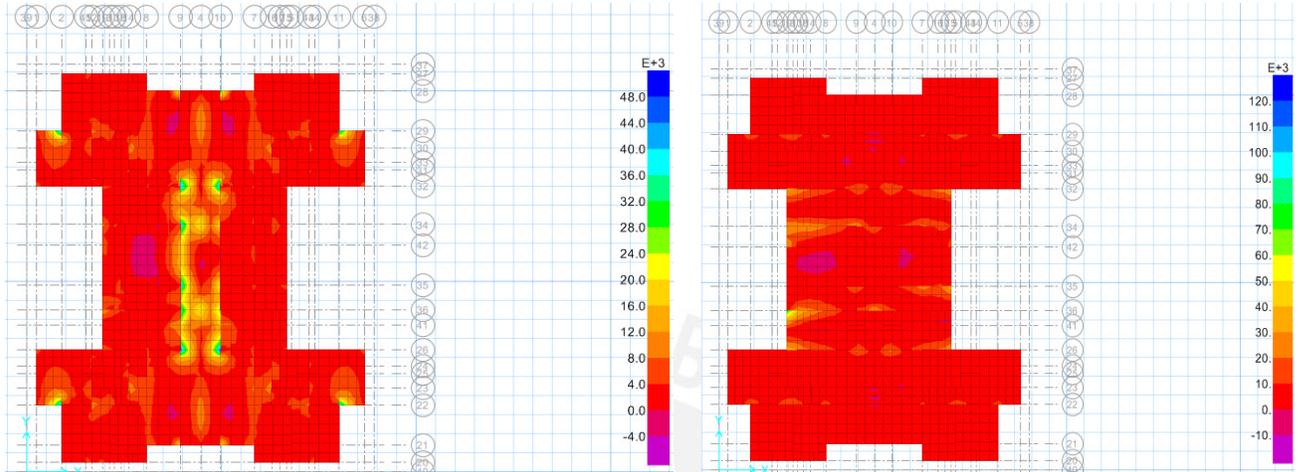


Figura 11.4 Distribución de momentos flectores en las direcciones X e Y debido a la envolvente de diseño

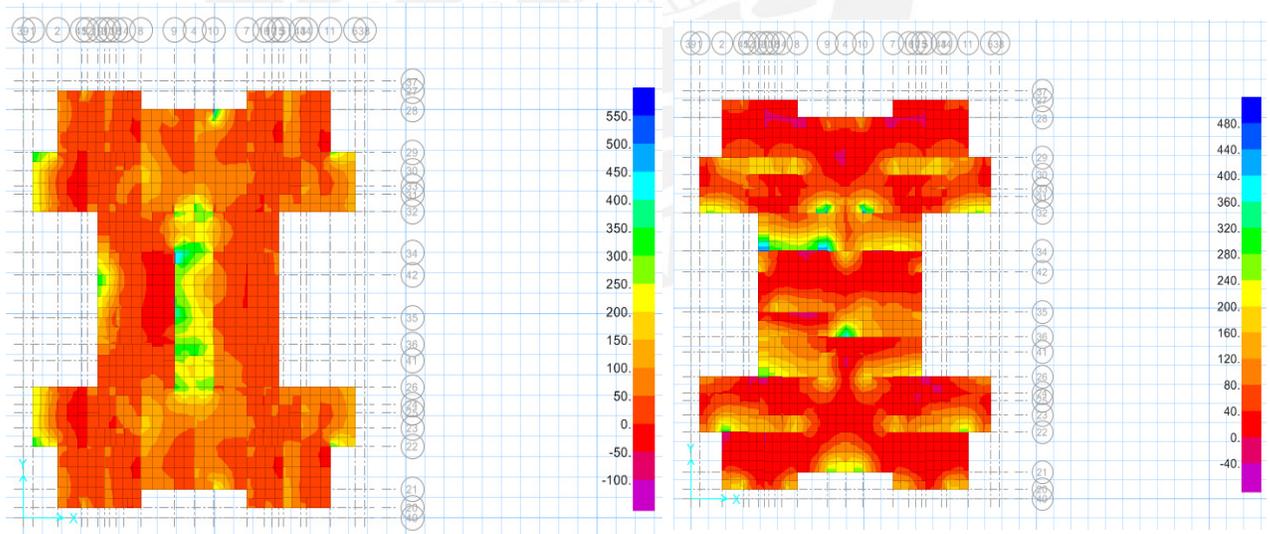


Figura 11.5 Distribución de fuerzas cortantes en las direcciones X e Y debido a la envolvente de diseño

11.4 Ejemplo de diseño de la Platea de Cimentación

A continuación se presenta el diseño del área comprendida entre los ejes A – D y 1 - 4 lo cual comprende el área de un departamento.

Calculamos los aceros mínimos positivos y negativos para losas de 25cm.

- $A_{smin\ positivo} = 0.0012 \times 25 \times 100 = 3.00\ cm^2$
- $A_{smin\ negativo} = 0.0006 \times 25 \times 100 = 1.50\ cm^2$

Para ambos el acero mínimo sería:

$$\phi 8mm @ 0.15m \quad A_{sc} = 3.33\ cm^2$$

En la tabla 11.1 se muestran los momentos últimos obtenidos para ambas direcciones sí como el acero requerido y el refuerzo colocado.

DIRECCION X		DIRECCION Y	
Mu negativo (ton-m)	Mu positivo (ton-m)	Mu negativo (ton-m)	Mu positivo (ton-m)
-0.40	0.32	-0.01	0.04
As requerido (cm2)			
3.30 (mínimo)			
$\phi 8mm @ 0.15$ (superior e inferior)			

Tabla 11.2 Diseño del refuerzo en la platea de cimentación

Se considera una malla corrida superior e inferior de manera que se cumplan con los requisitos de contracción y temperatura.

Se verificó la fuerza cortante en la platea de cimentación como se muestra a continuación:

- $V_{ux} = 0.35\ ton$
- $V_{uy} = 0.24\ ton$
- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times \frac{100 \times 25}{1000} = 16.32\ ton$

$$\phi V_c > V_u \text{ en ambas direcciones.}$$

CONCLUSIONES

Estructuración

- Es importante al momento de estructurar la edificación asignarles características recomendadas por la norma para que tenga un adecuado comportamiento sismo resistente.

Pre dimensionamiento

- Utilizar losas macizas de 20 cm en el hall de ascensores permitió que los esfuerzos provenientes de las losas de los departamentos sean de valores moderados.
- En los Edificios de Muros de Ductilidad Limitada las medidas de los muros están dadas por la arquitectura, el pre dimensionamiento consistió en su totalidad en estimar los espesores de los muros y de las losas macizas.

Análisis Sísmico

- Se cumplieron de manera amplia las derivas máximas en los pisos, el cual es uno de los requisitos más importantes, debido a la gran rigidez que aportan los muros en las dos direcciones, de manera que no fue necesario colocar vigas peraltadas.
- El programa ETABS permitió optimizar los resultados del análisis sísmico debido a las iteraciones sucesivas que se realizaron para llegar a mejores resultados en un periodo corto de tiempo.
- Los periodos fundamentales son los que se muestran en el siguiente recuadro, donde se puede apreciar que en la dirección Y-Y hay menor rigidez.

Dirección	XX	YY
Periodo (s)	0.181	0.224

Diseño Estructural

- En el diseño se cambió el espesor de algunos muros de 10cm a 15 cm debido a que necesitaban confinamiento en los extremos al ser analizados según la norma.
- Las solicitaciones de flexo compresión en los muros fueron cubiertas usando cuantías bajas de refuerzo en los extremos.
- Se optaron por colocar losas macizas de 20cm en la zona de los servicios higiénicos por el tema de las instalaciones eléctricas y sanitarias.
- Se tuvo que diseñar una platea de cimentación debido a la densidad de cimientos corridos los cuales son como consecuencia de los muros de ductilidad limitada.



BIBLIOGRAFIA

1. **BLANCO BLASCO, ANTONIO**
1996 – 1997 Estructuración y diseño de edificios de concreto armado.
Lima, Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, 2da edición.
2. **MUÑOZ PELAEZ, ALEJANDRO**
2009 Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica.
Pontificia Universidad Católica del Perú.
Lima.
3. **OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO**
2007 Diseño en Concreto Armado.
Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.
Lima
4. **SAN BARTOLOMÉ RAMOS, ÁNGEL**
1998 Análisis de Edificios
Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.
Lima
5. **SECCION INGENIERIA CIVIL**
2010 Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada
Pontificia Universidad Católica del Perú.
Lima,
6. **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.020 – Cargas**
2006 Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO
7. **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.030 – Diseño Sismo resistente.**
2006 Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO
8. **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 – Concreto Armado**
2009 Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO

9. **NORMAS PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA**

2004 SENCICO

10. **ETABS Nonlinear Version 9.7.4.** Computers and Structures Inc.

Copyright 1984-2011

11. **SAFE Standard Version 12.3.1.** Computers and Structures Inc.

Copyright 1978-2010

