

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE
CINCO NIVELES**

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

Joel Jesus Pizarro Loaiza

ASESOR: Ing. Juan Alejandro Muñoz Peláez

Lima, julio del 2011

RESUMEN

En el presente trabajo de tesis se desarrolló el análisis y diseño estructural de un edificio de cinco pisos destinado para viviendas. El edificio se ubica en el distrito de Magdalena del Mar, Lima.

El sistema estructural del edificio está compuesto fundamentalmente por muros delgados de concreto armado de 10cm de espesor y losas macizas; la cimentación es una platea de 0.30m de espesor.

En la dirección con menor densidad de muros, fue necesario usar vigas de acoplamiento para lograr una mejor distribución de las solicitaciones sísmicas y así descongestionar la armadura en algunos muros.

El análisis del edificio se desarrolló usando un modelo tridimensional en el programa de computación ETABS.

Para los muros, los resultados del análisis por cargas de gravedad del programa de cómputo fueron comparados con los metrados de las cargas muerta y viva empleando áreas tributarias; los resultados fueron similares.

El análisis por cargas de gravedad de las losas se hizo usando modelos de paños independientes junto a las tablas de Kalmanok.

Las aceleraciones de las solicitaciones sísmicas se representan por espectros de pseudo-aceleraciones siguiendo las especificaciones de la norma peruana E.030.

Debido a la gran densidad de muros, los resultados del análisis sísmico indican que el edificio tendría derivas del orden de 1.1‰ y 0.4‰ en las direcciones principales del edificio; estos valores son inferiores a la máxima deriva permitida por la norma peruana E.030 (5‰).

El diseño de los muros se hizo usando las especificaciones de la norma E.060 para muros de ductilidad limitada. En todos los casos, para el refuerzo en los extremos, se usaron varillas de 12mm y 8mm. El refuerzo para cortante correspondió al mínimo establecido.

Las vigas de acoplamiento en los extremos de las caras de las fachadas (de 0.10x1.02m) se armaron con una sola malla y refuerzo concentrado de 1/2".

INDICE

INTRODUCCION	3
1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	4
2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	5
2.1. LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO	5
2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS	5
2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS Y ESCALERA	7
3. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD	7
3.1. METRADO Y ANÁLISIS DE LOSAS MACIZAS	7
3.2. METRADO Y ANÁLISIS DE ESCALERA	11
3.3. METRADO DE MUROS	12
4. ANÁLISIS SÍSMICO	15
4.1. MODELO MECÁNICO	15
4.2. ANÁLISIS MODAL	17
4.3. SOLICITACIONES	17
4.4. ANÁLISIS ESPECTRAL	18
4.5. RESULTADOS	18
5. DISEÑO	21
5.1. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	22
5.2. DISEÑO DE VIGAS	24
5.3. DISEÑO DE MUROS	25
5.4. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN	32
CONCLUSIONES	36
BIBLIOGRAFÍA	37

INTRODUCCIÓN

La mayor parte de los edificios de viviendas entre cinco y siete pisos, que se vienen construyendo en la ciudad de Lima, tienen un sistema estructural de losas y muros portantes delgados de concreto armado de 10 y 12 cm de espesor. Este sistema se suele usar en edificaciones que tienen una gran densidad de muros y poca altura de entre piso. Dado el poco espesor de los muros, el refuerzo se coloca sólo en una hilera central y resulta imposible usar núcleos confinados en los extremos, por lo que estos edificios reciben el nombre de “Edificios de Muros de Ductilidad Limitada” (EMDL).

Los EMDL han alcanzado gran aceptación por el considerable ahorro de tiempo debido a la rapidez con que se construyen; el aprovechamiento de los espacios por ser muros más delgados que los de albañilería convencional; y además, por permitir optimizar los costos en todas las etapas de desarrollo del proyecto, sobre todo si la edificación es repetitiva.

Los EMDL no son contemplados por los códigos internacionales, pero en el Perú se ha desarrollado una norma para su análisis y diseño.

En este trabajo se desarrolla el diseño sismorresistente de un edificio de muros de ductilidad limitada utilizando herramientas de análisis y diseño basadas en las normas peruanas vigentes.

En el capítulo 1 se presenta el proyecto y se explica la distribución arquitectónica del edificio.

La estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales son desarrollados en el capítulo 2.

En el capítulo 3 se realizó el metrado de cargas para proceder con el análisis por cargas de gravedad.

En el capítulo 4 se elaboró un modelo analítico, se hizo el análisis modal y luego se determinó la respuesta sísmica usando la técnica de pseudo-aceleraciones espectral.

Con el resultado del análisis de cargas de gravedad y el análisis sísmico se desarrolló el diseño de los elementos estructurales en el capítulo 5.

El capítulo 6 está dedicado a los comentarios y recomendaciones de este trabajo.

0.90m, las ventanas de la cocina, estudio y dormitorios tienen alfeizar de 0.90m, mientras que en los baños es de 1.86m y, además, en ningún caso tenemos dinteles. La arquitectura sugiere muros de 10cm de espesor, las losas son macizas y tienen un espesor de 12cm en todos los ambientes, excepto en los baños, donde, por alojar las tuberías, se debió engrosar a 17cm.

El edificio descansará sobre un relleno compactado de ingeniería; para el cual los especialistas de mecánica de suelos indicaron un valor de esfuerzo admisible igual a 1kg/cm^2 .

2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO

En ambas direcciones, se estructuraron los muros de concreto armado con 10cm de espesor y fue necesario usar cuatro alfeizar como viga de acoplamiento en la dirección X-X.

Las losas de los techos se desarrollaron como macizas con espesores de 12cm y 17cm y las escaleras se plantearon con un espesor de garganta de 15cm.

Como cimentación, se decidió usar una platea ya que resulta más fácil de construir en relación a los cimientos corridos.

El edificio tiene como elementos no estructurales únicamente los alfeizares de las ventanas ubicados en las lavanderías, exactamente en los bordes de la losa y apoyados sobre vigas chatas. Es importante tener en cuenta que estos elementos tienen que estar separados de los muros estructurales.

La resistencia a compresión del concreto en los elementos estructurales es de $f'c=175\text{kg/cm}^2$.

2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS

Para poder determinar la cantidad de muros necesaria en cada una de las direcciones, se comparó la fuerza basal con la resistencia a fuerzas cortantes de los muros, considerando sólo el aporte de concreto.

Con los parámetros y requisitos generales del análisis sísmico, se calculó la fuerza basal aproximada como:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P = 372.5\text{ton}$$

Donde: $Z=0.4$, $U=1$, $C=2.5$, $S=1$, $R=4$ y $P=1490\text{ton}$

Luego, igualando la resistencia de los muros con la fuerza basal "V" se obtiene la longitud de muros necesaria (L_N).

$$V = \phi V_n = 0.53 \times (f'c)^{0.50} \times 10 \times (0.80 \times L_N) = 372.5\text{ton}$$

$$L_N = 66.41\text{m}$$

En cada dirección se dispone de las siguientes longitudes:

$L_y = 118\text{m} > L_N$ (Ok!)

$L_x = 63\text{m} < L_N$. Para la dirección X-X, el cálculo preliminar indica que sería necesario incrementar la longitud de muros; sin embargo, este déficit se suple al momento del diseño.

Debido al poco espesor de los muros, con respecto a su altura libre, las solicitaciones para cargas verticales de gravedad pueden producir efectos de pandeo.

Para revisar el espesor de los muros se verificó que la carga de gravedad amplificada P_u sea menor que la resistencia (ϕP_n) usando la siguiente expresión:

$$P_u \leq \phi P_n = 0.55 \phi f'_c A_g \{1 - [(Kl_c)/32t]^2\} \quad (\text{Ok!})$$

Adicionalmente se cumplió con el espesor mínimo de 1/25 de su altura o de su longitud, la que sea menor, pero no menos de 10cm.

La figura 2 muestra la distribución de muros estructurales del edificio.

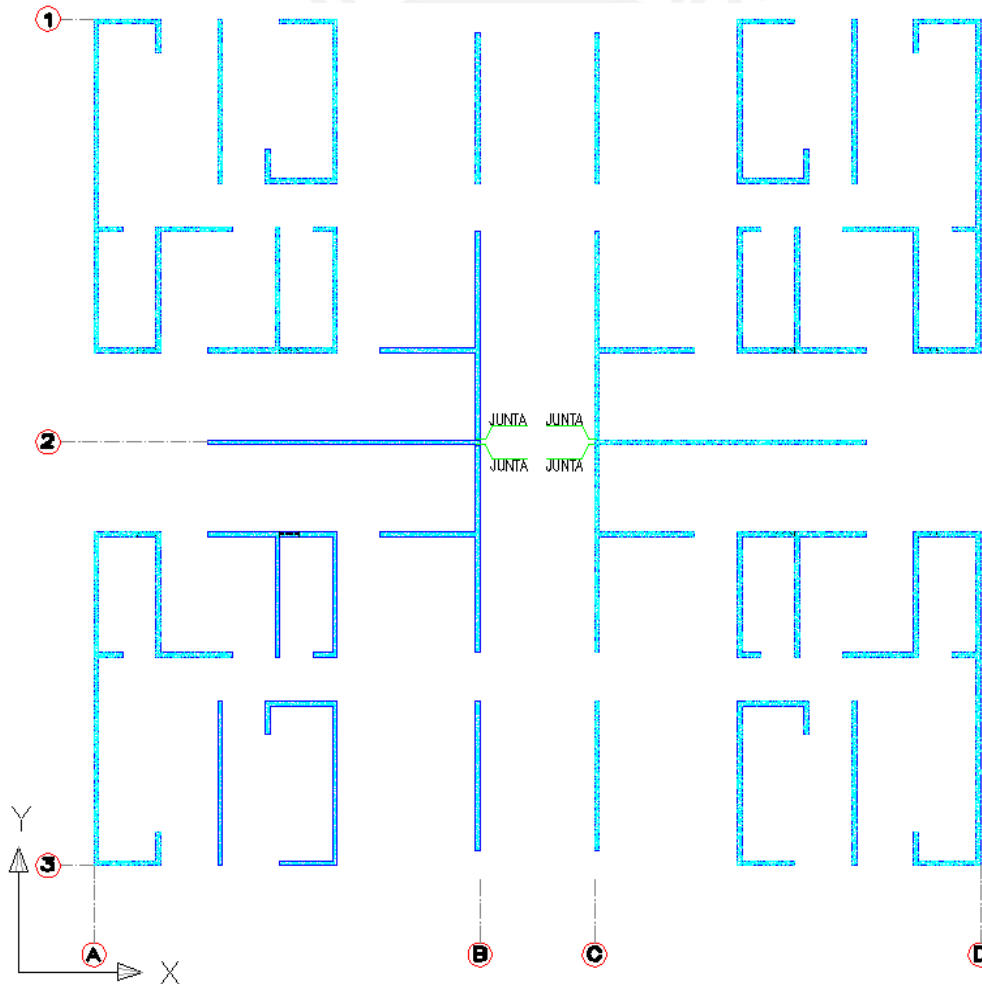


Fig. 2: Planta del esquema estructural del piso típico (espesor de todos los muros $t=10\text{cm}$)

2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS Y ESCALERA

Los paños de losa maciza que trabajarán en dos direcciones se predimensionaron, según lo indicado en el libro de Estructuración y Diseño en Concreto Armado del Ingeniero Antonio Blanco Blasco, donde se señala que el espesor de la losa es mayor o igual que el perímetro del paño dividido entre 180.

$$h \geq (240 \times 4) / 180$$

$$h \geq 5.33 \text{ cm}$$

Las losas macizas continuas fueron predimensionadas según el artículo 10.4 de la norma E-0.60, que establece para las condiciones del edificio un peralte mínimo de **L/30**; entonces, para la mayor de las luces de nuestras losas tenemos:

$$h \geq 290 / 30 = 9.67 \text{ cm}$$

Se decide usar losas de 12cm en todos los ambientes por razones de confort y en los baños losas de 17cm de espesor, esto debido a que las tuberías estarán embutidas en dicha losa.

Para la escalera, se consideró un espesor de garganta de 15cm y un espesor de viga chata para el descanso de 15cm.

Todos los valores se verificarán más adelante, cuando se realice el diseño.

3. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

Los tipos de cargas por gravedad que actúan en este tipo de edificaciones son la carga muerta (**CM**) y viva (**CV**) y están estipuladas en la norma de cargas E.020 como valores mínimos.

La carga unitaria del concreto armado es $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$ y se utilizó para los cálculos del metrado de cargas.

La carga última (W_u) proviene de factorizar y combinar las cargas muerta y viva como se muestra en la siguiente expresión.

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

3.1. METRADO Y ANÁLISIS DE LOSAS MACIZAS

Tenemos losas de 12 y 17cm de espesor, donde el piso terminado y la carga viva serán iguales para ambos espesores.

La norma de cargas considera una sobrecarga de 200 kg/m^2 , para piso típico, corredores y escaleras y de 100 kg/m^2 para la azotea.

A continuación se muestra el cálculo del metrado de las losas macizas:

Losas macizas techo Típico:

Carga Muerta:	Peso propio (h=17cm)	= 2400x0.17 = 408kg/m ²
	Peso propio (h=12cm)	= 2400x0.12 = 288kg/m ²
	Piso terminado	= 100kg/m ²
Total (h=17cm)		= 508kg/m²
Total (h=12cm)		= 388kg/m²
Carga Viva:	s/c	= 200kg/m ²

Losas macizas techo Azotea:

Carga Muerta:	Peso propio (h=12cm)	= 2400x0.12 = 288kg/m ²
	Piso terminado	= 100kg/m ²
Total (h=12cm)		= 388kg/m²
Carga Viva:	s/c	= 100kg/m ²

Para estos valores se obtienen las siguientes cargas últimas:

Techo típico	(h=17cm) Wu=1.4x508 + 1.7x200 = 1051.2kg/m ²
	(h=12cm) Wu=1.4x388 + 1.7x200 = 883.2kg/m ²
Techo Azotea	(h=12cm) Wu=1.4x388 + 1.7x100 = 713.2kg/m ²

Para el análisis se usaron las tablas de Kalmanok, donde se suponen paños rectangulares con condiciones de borde empotrado, simplemente apoyado o libre dependiendo si la losa tiene continuidad, esta simplemente apoyado o no tiene apoyo en los bordes.

El método consiste en determinar los valores de *a/b* (Fig. 3) y para el valor calculado se determinan ciertos coeficientes que permiten estimar los momentos en las franjas 1 y 2.

En cada franja, para el borde simplemente apoyado, se considera un momento negativo igual a 1/3 del momento positivo.

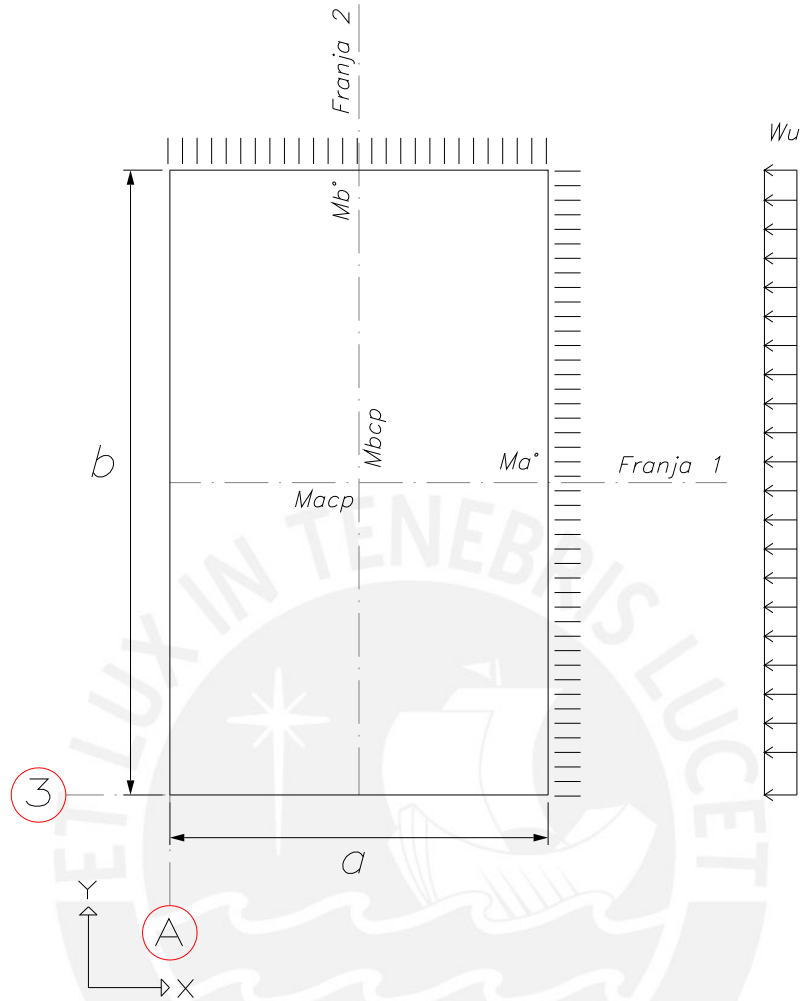


Fig. 3: Esquema de losa maciza

A continuación, se mostrará el análisis de la losa maciza rectangular de 2.6m x 4.3m que soporta el dormitorio 1, ubicado en las esquinas del edificio entre los ejes A-3, D-3, A-1 y D-1 (**Fig. 4**).

Para los valores:

$$W_u = 883.2 \text{ kg/m}^2$$

$$a = 2.60 \text{ m}$$

$$b = 4.30 \text{ m}$$

$$a/b = 0.605$$

Se obtuvieron los momentos últimos siguientes:

Tabla 1

Ma^0 (kg-m)	Mb^0 (kg-m)	$Macp$ (kg-m)	$Mbcp$ (kg-m)
-700	-500	+320	+90

La fuerza cortante máxima por metro lineal que se obtiene de las tablas de Kalmanok es $R_b = 4513.6/4.3 = 1049.7 \text{ kg/m}$.

3.2. METRADO Y ANÁLISIS DE ESCALERA

La escalera que conecta el 1° piso con el 2° está conformada por un tramo inclinado que se apoya en la platea de cimentación y en una viga chata. La escalera que conecta a los demás pisos tiene la misma longitud e inclinación y está apoyada en dos vigas chatas.

La escalera tiene las siguientes características:

p (paso)	=	25cm
cp (contrapaso)	=	17.3cm
t (espesor de garganta)	=	15cm
γ	=	2400kg/m ³
Ancho de escalera	=	1.2m
f'c	=	210 kg/cm ²

Para obtener la carga de gravedad horizontal repartida por metro cuadrado debido al peso propio del tramo inclinado se utilizó la siguiente expresión:

$$w(pp) = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right]$$

Escalera típica:

Carga Muerta:	Peso propio w(pp)	= 645kg/m ²
	Piso terminado	= 100kg/m ²
Total		= 745kg/m²
Carga viva	s/c	= 200kg/m ²

Para el análisis estructural, la escalera se modeló como un elemento horizontal de un tramo simplemente apoyado en sus dos extremos con una longitud igual a la prolongación de la parte inclinada. Luego para la carga última requerida (W_u) se calculó el momento y la fuerza cortante como se muestra a continuación.

$$M=(W_u \times L^2/8)/1.2 = [(1.4 \times 0.745 + 1.7 \times 0.2) \times 3.25^2/8]/1.2 = 1.52 \text{ ton-m/m}$$

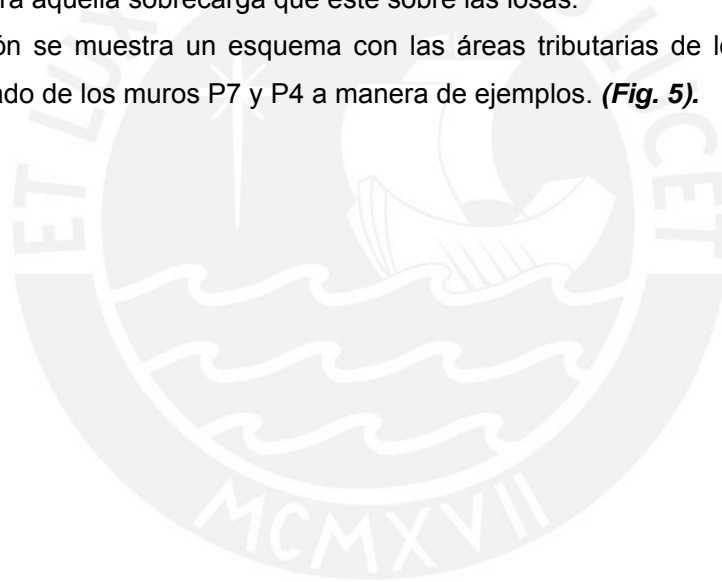
$$V=(W_u \times L/2)/1.2 = 2.87 \text{ ton/m}$$

3.3. METRADO DE MUROS

Consistirá en asignarle a cada muro su peso propio y la parte de losa maciza que está soportando como carga; para esto deberán trazarse en el encuentro de los muros líneas de 45° cuyo metrado de cargas es llamado *el método del sobre*.

Los elementos que aportan carga muerta son el peso propio, las partes de las losas soportadas por el muro y los acabados; en el caso de los muros que soportan a la viga chata que recibe a la escalera se le agregó el peso de las cargas que llegan a ésta. La carga viva será aquella sobrecarga que esté sobre las losas.

A continuación se muestra un esquema con las áreas tributarias de los muros y se hace el metrado de los muros P7 y P4 a manera de ejemplos. (**Fig. 5**).



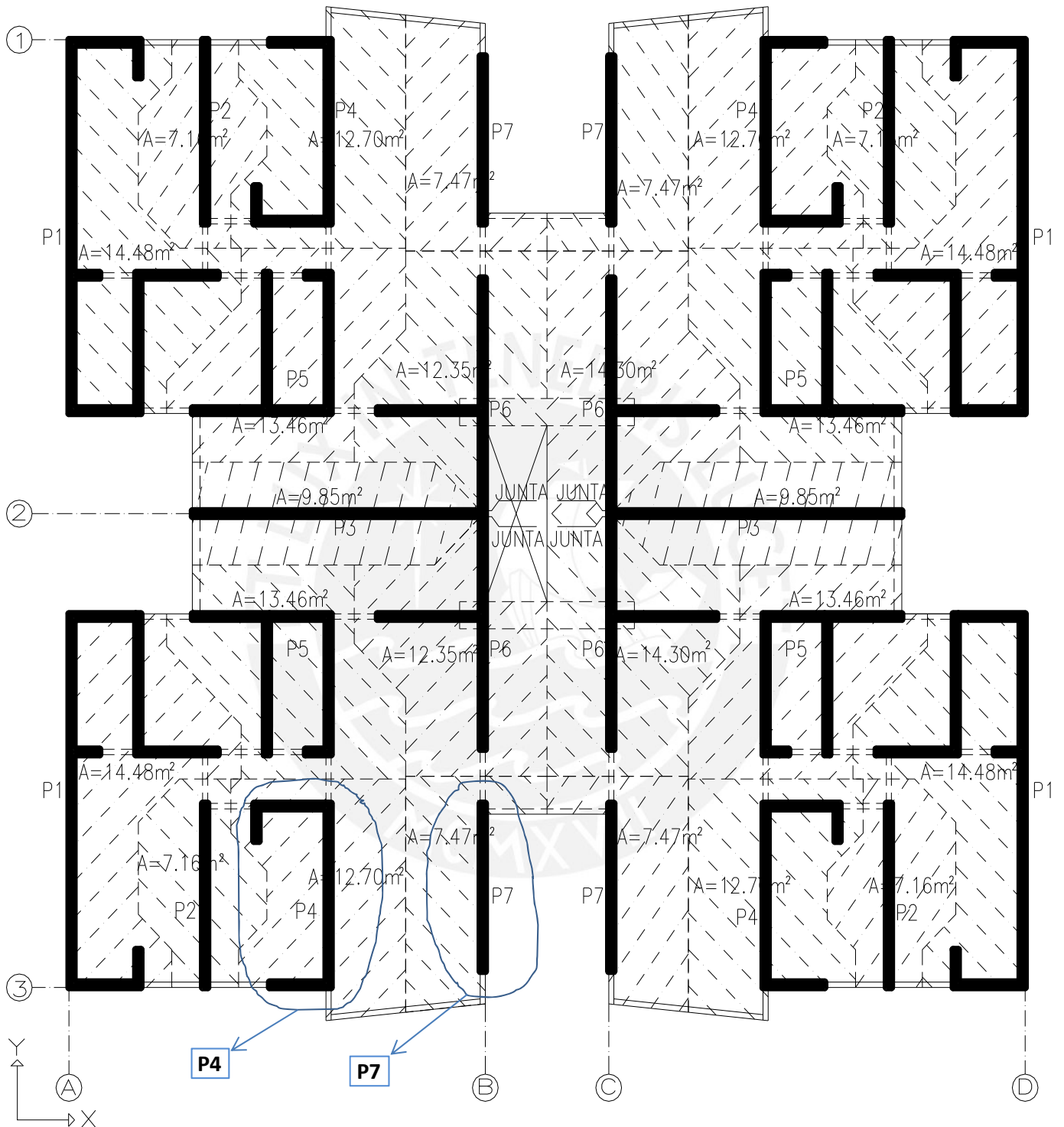


Fig. 5: Planta del esquema con las áreas tributarias de los muros

El muro P7 tiene las siguientes características:

L (longitud del muro)	=	3.1m
H (altura de piso a techo)	=	2.3m
t (espesor del muro)	=	10cm
A (área tributaria)	=	7.47m ²
L _v (longitud de viga)	=	2.1m
h (peralte de viga)	=	0.5m
b (ancho de viga)	=	0.1m
γ	=	2.4ton/m ³

Metrado muro P7:

Carga Muerta:	Peso propio	= 3.10x2.3x.10x2.4	= 1.71ton
	Peso losa maciza	= 7.47x0.12x2.4	= 2.15ton
	Piso terminado	= 7.47x.10	= 0.75ton
	Peso de viga	= 0.10x0.50x2.10x2.4	= 0.25ton

Total (piso típico) = 4.9ton

Total (Azotea) = 4.7ton

Carga Viva:	s/c (piso típico)	= 7.47x.20	= 1.5ton
	s/c (Azotea)	= 7.47x.10	= 0.8ton

Carga muerta total: = 4.9x4+4.7x1 = 24.3ton

Carga viva total: = 1.5x4+0.8x1 = 6.8ton

Metrado muro P4:

Carga Muerta:	Peso propio	= 6.50x2.3x.10x2.4	= 3.59ton
	Peso losa maciza	= 12.65x.12x2.4	= 3.64ton
	Piso terminado	= 12.65x.10	= 1.27ton
	Peso de vigas	= 0.24 + 0.13	= 0.37ton

Total (piso típico) = 8.9ton

Total (Azotea) = 8.5ton

Carga Viva:	s/c (piso típico)	= 12.00x.20	= 2.4ton
	s/c (Azotea)	= 12.00x.10	= 1.2ton

Carga muerta total: = 8.9x4 + 8.5x1 = 44.0ton

Carga viva total: = 2.4x4+1.2x1 = 10.8ton

Es importante señalar que los valores obtenidos del metrado de cargas de los muros se utilizaron para comparar con los resultados de las cargas de gravedad derivados del programa de computación (ETABS). Se encontró que los valores del metrado tienen 7.79% más para la CM y 5.68% más para la CV, lo cual comprobó que el programa está metrando bien las cargas de gravedad. También dichos resultados fueron utilizados para el diseño de la cimentación del edificio.

4. ANÁLISIS SÍSMICO

Se desarrolló el análisis sísmico del edificio usando un modelo elástico con solicitaciones sísmicas reducidas. El modelo se representó en un conocido programa de computación y las solicitaciones sísmicas se representaron por un espectro de pseudo-aceleraciones.

La distribución en planta de las fuerzas laterales de sismo se hacen en función a la rigidez resistente de los muros ya que los diafragmas compuestos por las losas de la edificación son lo suficientemente rígidos y resistentes como para asegurar la distribución mencionada.

4.1. MODELO MECÁNICO

Para modelar el edificio se usó el programa de computación ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) que permitió modelar la estructura para un comportamiento elástico.

El proceso se inició con la modelación de los muros estructurales, los cuales están compuestos por un conjunto de áreas de dimensiones definidas, un espesor y las propiedades de los materiales. (*Fig. 6*).

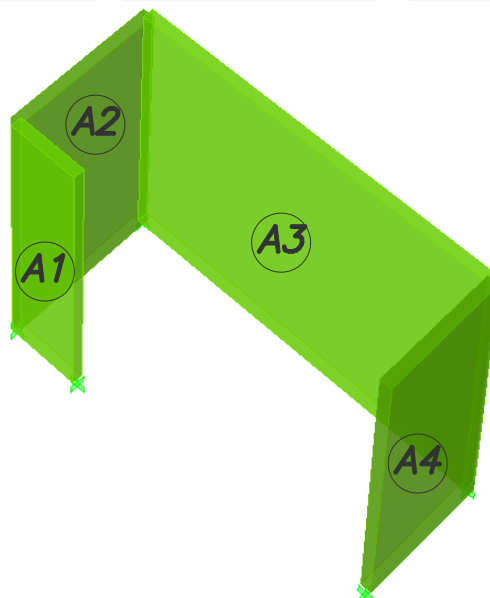


Fig. 6 Muro P4 como conjunto de cuatro áreas

Los muros se posicionaron según su distribución para conseguir una representación de la rigidez del edificio. En la base, los muros fueron considerados como empotrados. Se colocaron, para representar las cargas sobre las losas, áreas a las que se le asignaron las cargas de gravedad (peso propio de la losa, las cargas permanentes que van sobre estas y la sobrecarga). Las áreas trasladan las cargas de gravedad a los elementos que las soportan.

Se modeló un diafragma por cada piso, seleccionando todos los puntos y áreas en un mismo plano X-Y de cada techo; de esta manera, se compatibilizó las deformaciones y se concentraron las masas de los pesos en un punto con tres grados de libertad (dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una de rotación). Se consideró como masa del edificio a la suma del 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, tal como lo indica la Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

En la fig.7 se muestra una vista del modelo estructural del edificio.

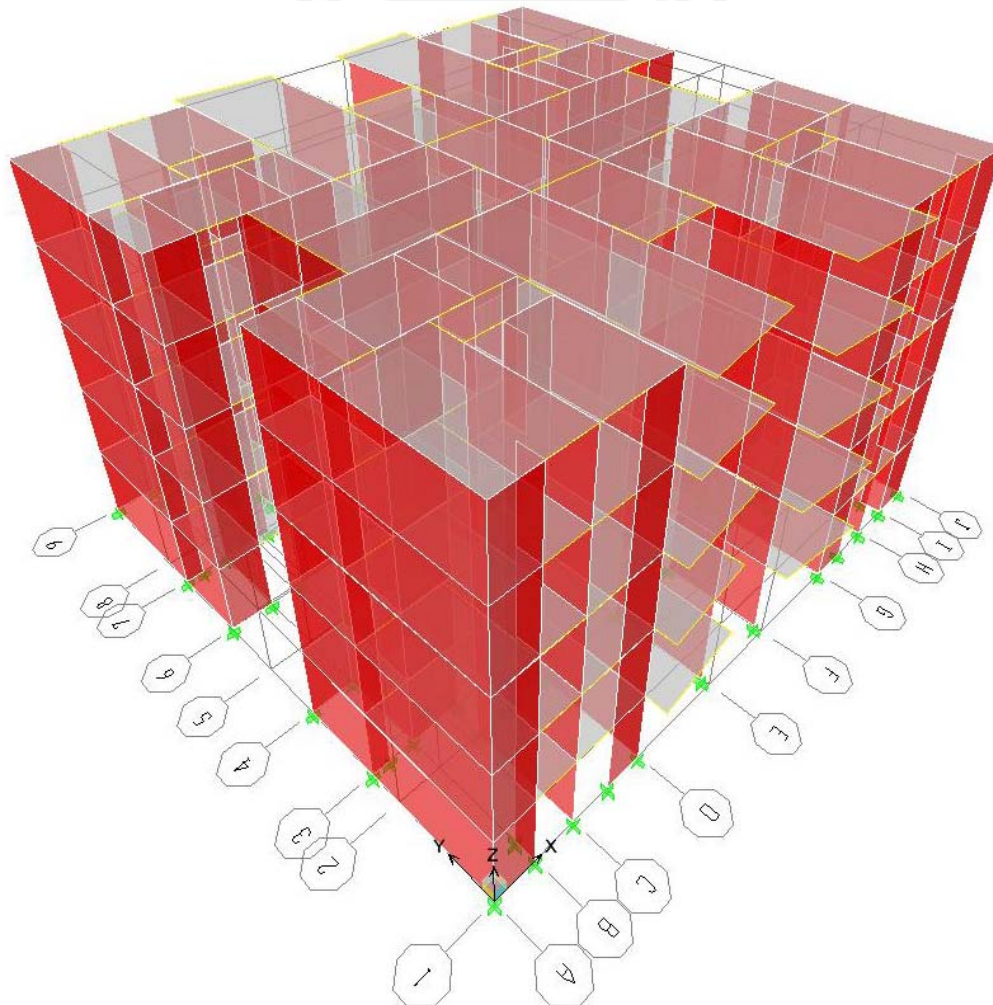


Fig. 7: Vista del modelo estructural hecho en el programa ETABS

4.2. ANÁLISIS MODAL

Este análisis sirve para identificar los modos o formas de comportamiento dinámico de nuestra estructura. Se realiza una vez concluido el modelo del edificio en cuanto a su distribución de rigidez y masas y con ayuda de un programa de computación.

Se determinaron los modos de vibración con sus respectivos periodos, formas modales y masas participantes.

Los resultados mostraron periodos cortos de vibración para los dos modos fundamentales:

T_x=0.201, con un porcentaje de masa participante de **71.01%**.

T_y=0.124, con un porcentaje de masa participante de **71.84%**.

La tabla que sigue muestra los periodos y masas participantes de los 15 modos del edificio.

Tabla 2

Modo	Periodo	% de masa participante en la dirección X-X	% de masa participante en la dirección Y-Y
1	0.201	71.01	0.00
2	0.124	0.00	71.84
3	0.107	0.00	0.00
4	0.047	20.40	0.00
5	0.030	0.00	0.02
6	0.030	0.00	20.57
7	0.022	5.80	0.00
8	0.015	0.00	0.00
9	0.014	0.00	5.33
10	0.014	2.17	0.00
11	0.011	0.60	0.00
12	0.011	0.00	0.00
13	0.010	0.00	1.80
14	0.009	0.00	0.00
15	0.008	0.00	0.44

4.3. SOLICITACIONES

Las solicitaciones sísmicas reducidas se representan por espectros de pseudo-aceleraciones siguiendo las especificaciones de la norma E.030.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

Donde:

Z: Factor de Zona.

U: Factor de uso e importancia.

S: Factor de suelo.

T_p : Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

C: Coeficiente de amplificación sísmica.

g: Gravedad

R: Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas.

Para el presente edificio:

Z= 0.4, zona 3 para el departamento de Lima.

U=1, categoría D para edificaciones menores.

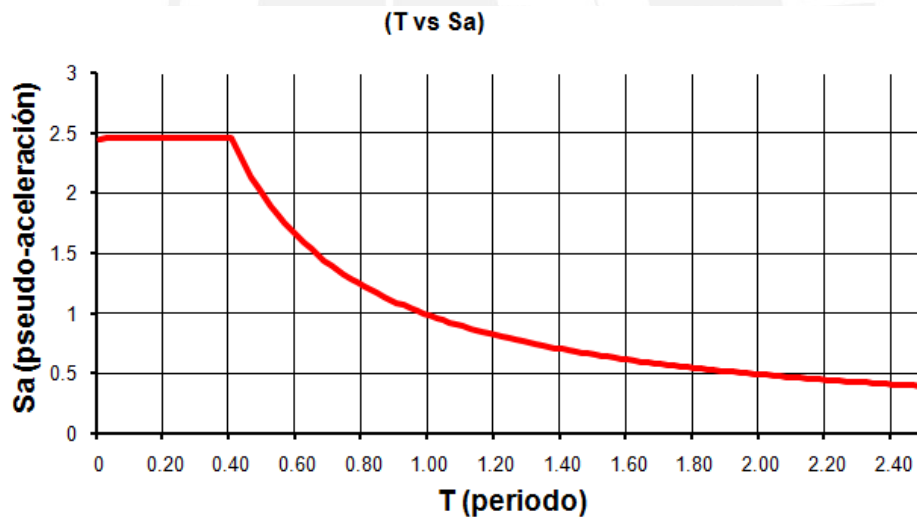
S=1 y $T_p=0.4$, suelo tipo S_1 para roca o suelos muy rígidos.

C=2.5 (T_p/T); $C \leq 2.5$ (depende del valor del Periodo asignado)

$g=9.81\text{m/s}^2$

R=4, sistema estructural de muros de ductilidad limitada (edificio clasificado como regular).

Los valores indicados se reemplazaron en S_a para una serie de periodos y se obtuvo el espectro de pseudo-aceleraciones mostrado en la figura.



4.4. ANÁLISIS ESPECTRAL

En cada una de las direcciones X-X e Y-Y, se calculó la respuesta de cada modo de vibración y la respuesta máxima del edificio se obtuvo por combinación cuadrática completa de los efectos modales (CQC). Se usó 5% de amortiguamiento.

4.5. RESULTADOS

Se hizo un primer análisis sísmico con todos los muros de la arquitectura como representación de la rigidez del edificio y los resultados de desplazamiento fueron aceptables (deriva ≤ 0.005); sin embargo, las fuerzas internas de los muros ubicados

en el eje 2 fueron demasiado altas como para que estos puedan ser diseñados con un espesor de 10cm.

Se hizo un segundo análisis colocando vigas de acoplamiento en las fachadas de la dirección X-X en los ejes 1 y 3. Finalmente, los resultados para desplazamiento, fuerzas cortantes y momentos flectores, en todos los muros de 10cm de espesor, fueron aceptables ya que las vigas de acoplamiento permitieron una mejor distribución de fuerzas en los muros.

Las fuerzas internas del análisis dinámico se escalaron en ambas direcciones, de tal manera que la fuerza cortante en la base sea igual al 80% de la fuerza cortante estática:

$$V_{dinámico} = 80\%(V_{estático})$$

$$V_{estático} = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

P= 1490ton, Tx=0.201, Ty=0.124 entonces C=2.5

P: Peso total de la edificación.

Tx: Periodo fundamental en la dirección X-X.

Ty: Periodo fundamental en la dirección Y-Y.

Los resultados obtenidos fueron:

	Periodo	C	Vestático (ton)	Vdinámico (ton)	80%(Vestático) (ton)	factor para escalar
X-X	0.201	2.5	372.5	220	298	1.35
Y-Y	0.124	2.5	372.5	220	298	1.35

Finalmente, las fuerzas laterales de sismo en ambas direcciones fueron:

$$F_{dinámicas} \times 1.35 = F_{sismo}$$

Desplazamientos

Los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico se escalaron por 0.75R y en la azotea, para las direcciones X-X y Y-Y, se obtuvieron $0.36 \times (0.75 \times 4) = 1.1\text{cm}$ y $0.14 \times (0.75 \times 4) = 0.4\text{cm}$, respectivamente.

La tabla que sigue muestra las derivas en ambas direcciones del edificio:

	X - X	Y - Y
PISO	$(0.75 \cdot R \cdot \text{Deriva} \cdot 10^3)$	$(0.75 \cdot R \cdot \text{Deriva} \cdot 10^3)$
5	1.0	0.42
4	1.1	0.42
3	1.0	0.40
2	0.8	0.32
1	0.4	0.16

Se observa un desplazamiento máximo de 1.1cm en el techo de la azotea y una deriva máxima de 1.1x‰ en el cuarto piso; dichos valores son satisfactorios ya que no exceden los permitidos por la norma E.030 (deriva máxima = 5‰).

Fuerzas internas de muros

Para cada muro, se obtuvieron la fuerza axial, las fuerzas cortantes y los momentos flectores. A manera de ejemplo, la tabla 3 muestra las fuerzas del muro P4 ubicado entre los ejes A-B y 3-2. (Fig. 8).

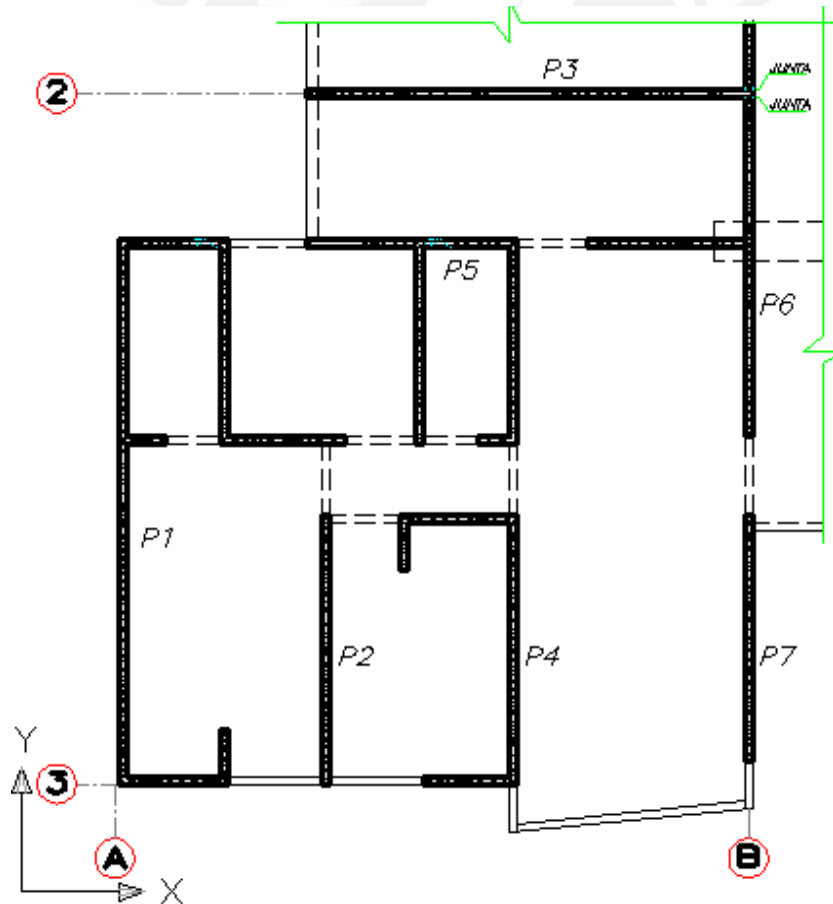


Fig. 8: Vista en planta de muros con su respectiva nomenclatura

Tabla 3

Muro P4	CM	CV	Fsismo X-X				Fsismo Y-Y					
			P	V _{X-X}	V _{Y-Y}	M _{X-X}	M _{Y-Y}	P	V _{X-X}	V _{Y-Y}	M _{X-X}	M _{Y-Y}
5	5	0.72	0.0	±3.8	±4.3	±10.5	±9.2	0.0	±0.5	±2.5	±6.1	±1.3
4	14	3.14	±9.6	±11.6	±3.5	±2.1	±17.6	±0.3	±0.8	±5.5	±18.7	±2.9
3	23	5.53	±19.9	±11.9	±3.4	±9.6	±25.0	±0.2	±1.3	±7.7	±37.0	±5.0
2	32	7.9	±28.8	±12.0	±2.1	±20.9	±35.1	±0.4	±1.3	±9.0	±59.0	±7.0
1	41	10.26	±35.2	±12.2	±0.9	±30.6	±51.1	±1.1	±0.5	±9.7	±82.9	±7.0

(P y V en ton. y M en ton-m.)

5. DISEÑO

Tal como lo estipula la norma E.060, los elementos estructurales del edificio fueron dotados de una resistencia de diseño (ϕR_n) mayor o igual que la resistencia mínima requerida (R_u).

$$\phi R_n \geq R_u$$

La resistencia de diseño (ϕR_n) se calculó sobre la base de los valores del área de acero colocado (A_s), dimensiones del elemento, la resistencia del acero de refuerzo (f_y), la resistencia en compresión del concreto (f_c) y los factores de reducción de resistencia ϕ que se indican en la norma E.060 capítulo 10.3.

La resistencia mínima requerida (R_u) proviene de factorizar y combinar las cargas muerta (**CM**), viva (**CV**) y de sismo (**CS**). Los factores y combinaciones empleadas para éstas fueron:

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$0.90CM \pm CS$$

Las losas, vigas y escaleras fueron diseñadas para que resistan fuerzas de flexión y fuerza cortante; mientras que los muros estructurales para resistir fuerzas de flexo-compresión y fuerza cortante.

En cada uno de los elementos estructurales de concreto armado se consideró el acero mínimo requerido por la Norma E.060; además, para los elementos sometidos a flexión se respetaron los peraltes mínimos para no tener que verificar deflexiones.

5.1. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Procedimiento general de diseño por flexión:

Previamente al diseño por flexión, en ambas direcciones de las losas, se colocó refuerzo por contracción y temperatura que fue considerado en el diseño como aporte para el refuerzo requerido por flexión.

Losa H=12cm, $A_{s\text{mín}}=0.0018 \cdot 12 \cdot 100=2.16\text{cm}^2$ (Área repartida en dos mallas)

$6\text{mm} @ 0.30(\text{Superior}) \longrightarrow A_s = 0.94\text{cm}^2$

$8\text{mm} @ 0.30(\text{Inferior}) \longrightarrow A_s = 1.67\text{cm}^2$

Losa H=17cm, $A_{s\text{mín}}=0.0018 \cdot 17 \cdot 100=3.06\text{cm}^2$ (Área repartida en dos mallas)

$8\text{mm} @ 0.45(\text{Superior}) \longrightarrow A_s = 1.11\text{cm}^2$

$3/8" @ 0.30(\text{Inferior}) \longrightarrow A_s = 2.37\text{cm}^2$

Con los resultados del análisis (M_u) y con los datos de f'_c , f_y , b y d se diseñaron las losas utilizando la siguiente ecuación:

$$M_u = \phi M_n = 0.90 \cdot \left[A_s \cdot f_y \cdot d - \frac{(A_s^2 \cdot f_y^2)}{(1.70 \cdot f'_c \cdot b)} \right]$$

Se despejó el área de acero requerida (A_s) en ambas direcciones de la losa y cuando A_s fue mayor al refuerzo colocado por contracción y temperatura se procedió a colocar bastones hasta llegar al valor requerido.

Procedimiento general de diseño por cortante:

La resistencia de la fuerza cortante está dada sólo por la contribución del concreto ya que el acero, en losas de poco peralte, no ayuda a la resistencia por fuerza cortante.

Se calculó la fuerza cortante V_u máxima en los apoyos de las losas y se comprobó que la resistencia de diseño ($\phi V_n = \phi V_c$) sea mayor.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = \phi V_n \geq V_u$$

Ejemplo de diseño de losa:

A continuación se muestra el diseño de la losa maciza rectangular de 2.60x4.30m que soporta el dormitorio 1, ubicado en las esquinas del edificio entre los ejes A-3, D-3, A-1 y D-1 (ver Fig. 4).

Los resultados del análisis por cargas de gravedad, obtenidos en el acápite 3.1, son:

$M_a^\circ = -700$, $M_b^\circ = -700$, $M_{acp} = +320$ y $M_{bcp} = +90$ kg-m/m

$R_b = 1049.7$ kg/m.

Se procedió al **diseño por flexión** con los siguientes datos:

$f_y = 4200$ kg/cm²

$f'_c = 175$ kg/cm²

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 9.5\text{cm (H-2.5cm)}$$

Los resultados del diseño por flexión fueron los siguientes:

	$Ma^0(-)$	$Mb^0(-)$	$Macp(+)$	$Mbcp(+)$
$As (cm^2)$	2.00	1.42	0.90	0.25

Para cubrir el área de acero requerida por los momentos negativos fue necesario colocar bastones superiores:

Para el momento Ma^0 se necesitó $1.06\text{cm}^2 = (2.00\text{cm}^2 - 0.94\text{cm}^2)$ de área de acero adicional.

Para el momento Mb^0 se necesitó $0.48\text{cm}^2 = (1.42\text{cm}^2 - 0.94\text{cm}^2)$ de área de acero adicional.

Se pusieron bastones de $6\text{mm} @ 0.25 = 1.124\text{cm}^2$ ok! 6.04% más para Ma^0 .

Se pusieron bastones de $6\text{mm} @ 0.45 = 0.624\text{cm}^2$ ok! 30.00% más para Mb^0 .

Para el **diseño por fuerza cortante** se comprobó que $Vu = 1049.7\text{kg/m}$ sea menor que la fuerza cortante de diseño ϕVc .

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{(175)} \times 100 \times 9.5 = 5662\text{kg} / m$$

Por lo tanto, se cumple satisfactoriamente que:

$$\phi Vn = (\phi Vc = 5662\text{kg} / m) \geq (Vu = 1049.7\text{kg} / m)$$

Las losas de los ambientes adyacentes al paño escogido, como la losa del baño con espesor $H=17\text{cm}$, también fueron diseñados para los momentos negativos $Mb^0(-)$ y $Ma^0(-)$.

Ver en la fig.9 el diseño del paño escogido.

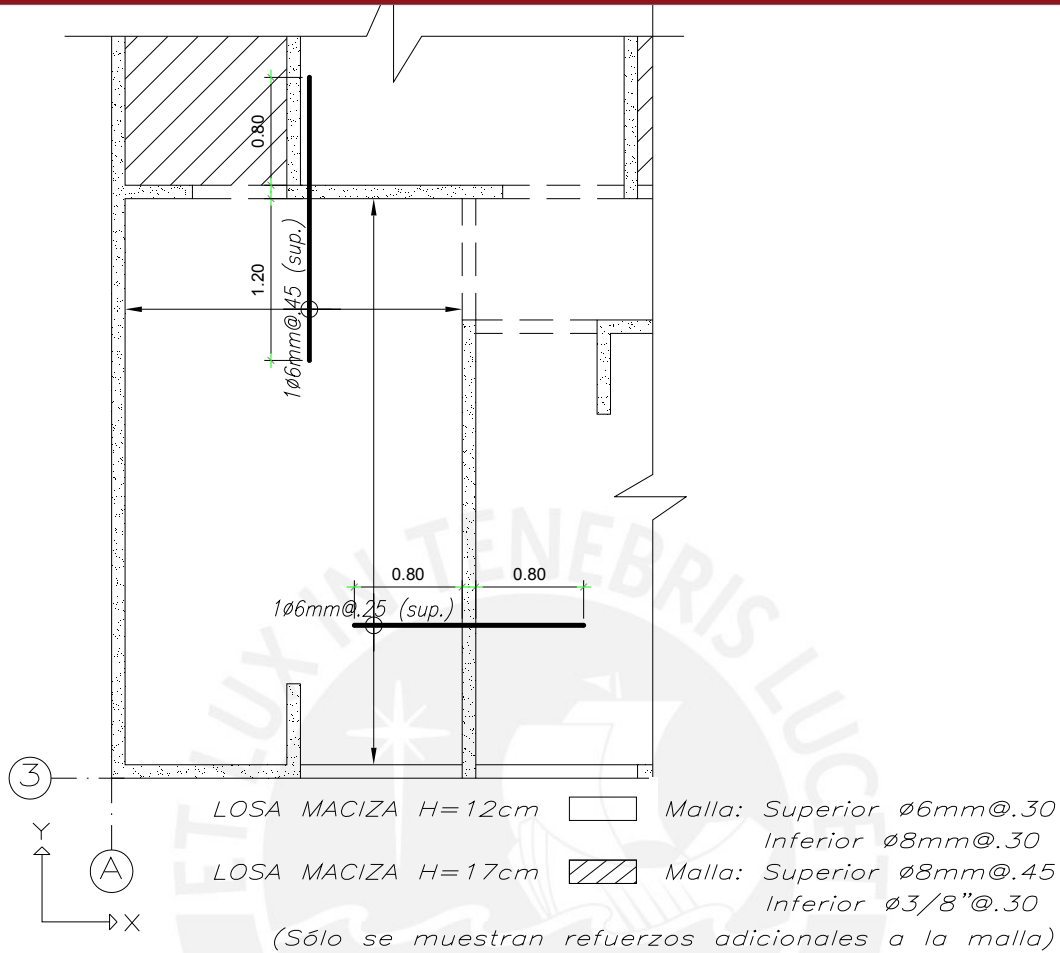


Fig. 9: Diseño de losa H=0.12

5.2. DISEÑO DE VIGAS

Primero, se verificó si la viga era de gran peralte. Para esto, se siguió los lineamientos del Artículo 14, de la norma E.060 y se evaluó la relación de luz libre entre apoyos a altura total (ln/h).

$$l_n/h = 1.2/1.02 = 1.18 < 2.5 \text{ (para viga continua)}$$

La relación obtenida determinó que nuestras vigas sean consideradas de gran peralte. Luego, con los momentos y fuerzas cortantes requeridas obtenidas del análisis estructural se procedió con el diseño.

Diseño por flexión:

Se cumplió con la hipótesis de diseño por flexión dada en la norma y se procedió al diseño de la viga para un momento $M_u=12.50\text{ton}\cdot\text{m}$ con la siguiente ecuación:

$$M_u \leq \phi A_s \cdot f_y \cdot Z$$

Sabiendo que el brazo del par interno es $Z = 0.2[1 + 1.5(1.02)] = 0.51m$, se despejó el área de acero necesaria para el momento requerido y se obtuvo $A_s=6.48cm^2$ que equivale a poner 5 varillas $\varnothing 1/2"$.

Diseño por cortante:

Sabiendo que la viga está entre dos muros y la fuerza cortante requerida máxima fue $V_u=12.6ton$ se calculó la fuerza cortante resistente únicamente del acero para los datos descritos a continuación.

$$b=10cm$$

$$d=Z=51cm$$

$\phi V_c = 0$ (Para vigas entre muros el aporte resistente del concreto es igual a cero según la norma E.060)

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 12.6 = 12.6ton \text{ (Aporte resistente del acero)}$$

Para la fuerza cortante resistente del acero se calculó la separación de los estribos de $1\varnothing 3/8"$:

$$S = \frac{(A_v \cdot f_y \cdot d)}{V_s} = \frac{0.71 \times 4200 \times 51}{(12600 / 0.85)} = 10cm$$

Finalmente, se decidió colocar varillas de $\varnothing 3/8"$: $1@0.05$, [Rsto@0.10](#). Ver diseño en la fig. 10.

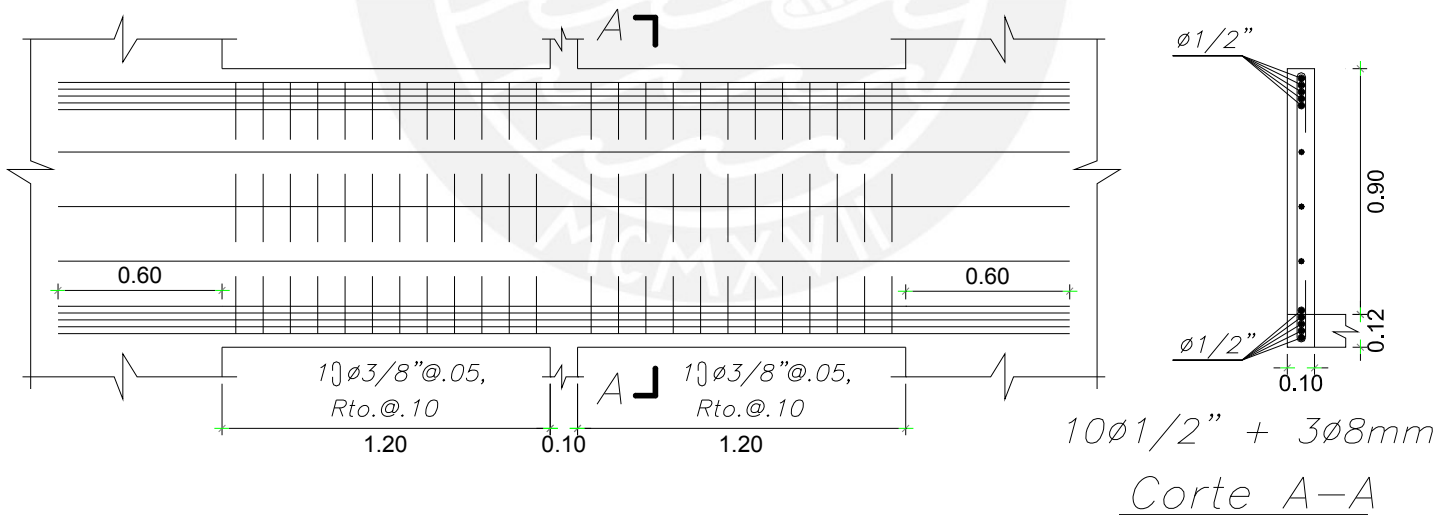


Fig. 10: Diseño de Viga

5.3. DISEÑO DE MUROS

Para el diseño de los muros, se tomó en consideración las especificaciones normativas referidas al diseño de concreto armado, en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada (EMDL), además de la norma E.060.

Se realizó un diseño para los muros del 1er y 2do piso; luego, otro para los del 3er y 4to piso y finalmente un diseño para el 5to piso, con un cambio gradual de refuerzo.

Procedimiento general de diseño por flexocompresión:

Las solicitaciones últimas de P_u y M_u se consiguen de las combinaciones de cargas obtenidas en la *tabla 3* (Acápito 4.5).

Conocidos los valores de f'_c , f_y y las dimensiones del muro, se colocó el refuerzo distribuido mínimo vertical por requerimientos de las fuerzas cortantes; se definieron los diagramas de interacción para describir completamente la resistencia a flexocompresión. Se verificó que los valores (P_u, M_u) quedaran dentro de dicho diagrama. Si la distribución del acero en los extremos de los muros era insuficiente se aumentó la cuantía de acero hasta que se cumpla que los puntos de las cargas (P_u, M_u) estén dentro del diagrama de interacción.

Procedimiento general de diseño por fuerza cortante:

Para calcular la fuerza cortante de diseño V_u , se tuvo que amplificar la fuerza última V_{ua} , hallada del estado de carga envolvente de todas las combinaciones de cargas, por el cociente (M_n/M_u) , tal como lo indica la norma en sus especificaciones para el diseño de EMDL.

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

Se calculó el diagrama de interacción del muro suponiendo una fluencia del acero igual a $1.25f_y$, sin considerar el factor de reducción ϕ , y se trazó una línea horizontal desde el punto de carga (P_u, M_u) hasta el diagrama. Entonces, el momento nominal M_n queda definido por el punto de intersección de la línea horizontal y el diagrama. En el cuarto y quinto piso se usó 1.5 como valor máximo del cociente (M_n/M_u) .

Se calculó la resistencia de diseño por fuerza cortante como:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Donde:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

La distancia "d", desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo, se tomó como $0.80L$.

Para los casos en los que el muro estaba sujeto a fuerzas de tracción y el valor del esfuerzo en la sección bruta, debido a la carga última P_u , fue menor que el 10% del esfuerzo de resistencia en compresión del concreto ($P_u/Ag < 0.10f'_c$) se consideró $V_c=0$ kg.

Resuelto el valor de ϕV_c se procedió a calcular el refuerzo mínimo distribuido horizontal y vertical, según lo indicado en la norma; dicho refuerzo se colocó en varillas separadas a una distancia S . Luego se verificó que:

$$(\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s) \geq V_u$$

Donde:

$$V_s = \frac{(A_v \cdot f_y \cdot d)}{S}$$

Conocida la fuerza cortante nominal V_n se comprobó que:

$$V_n \leq 2.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_c$$

También se verificó que el refuerzo vertical distribuido garantice la resistencia al corte fricción en la base de todos los muros:

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

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia al corte = 0.85

μ : Coeficiente de fricción igual 0.6.

N_u : Fuerza normal última, se calculó en función de la carga muerta (N_M) como

$$N_u = 0.9 N_M.$$

Ejemplo de diseño de muro P4:

Se mostrará el diseño del muro **P4**, ubicado entre los ejes (A y B)-3 para el 1er y 2do piso (**Fig.11**). El muro recibe cargas de gravedad de las losas del pasadizo, dormitorio2, estar-comedor y balcón.

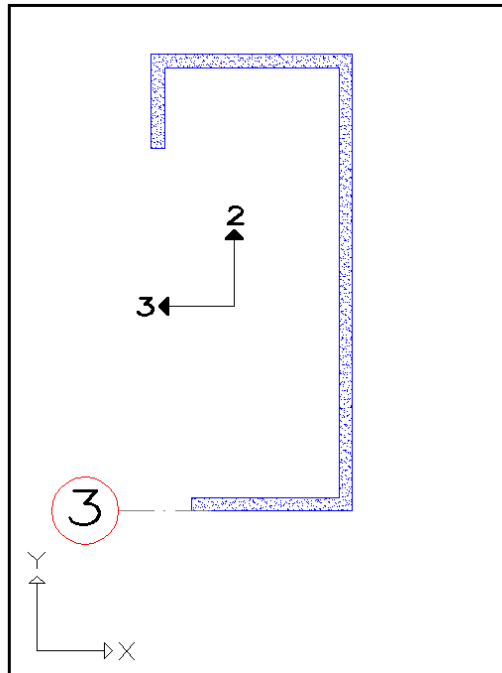


Fig. 11: Vista en planta de muro P4

Las cargas últimas máximas requeridas en el primer piso son las siguientes:

Combinaciones	Pu (ton)	Mu _{2,2} (ton.m)	Mu _{3,3} (ton.m)
1.4CM+1.7CV	74.5	-1.73	-7.2
1.25(CM+CV)+CS	99.0	49.6	24.4
1.25(CM+CV)-CS	28.6	-52.6	-36.8
0.9CM+CS	71.9	50.2	26.8
0.9CM-CS	1.50	-51.9	-34.4
1.25(CM+CV)+CS	64.9	5.5	76.7
1.25(CM+CV)-CS	62.6	-8.5	-89.2
0.9CM+CS	37.9	6.2	79.1
0.9CM-CS	35.6	-7.9	-86.7

Piso	ENVOL.(fuerza cortantes)	Vua2 (ton)	Vua3 (ton)
1	ENV MAX	10.40	12.52

Se hizo un diseño previo por fuerzas cortantes para tener una idea de la distribución del acero vertical.

Para las longitudes: Lx-x=2.55m y Ly-y=3.95m

$\emptyset Vc$ x-x=12.2ton y $\emptyset Vc$ y-y=18.

$Vua3 > (0.5)(\emptyset Vc$ x-x) y $Vua2 > (0.5)(\emptyset Vc$ y-y)

Se decide colocar la cuantía mínima de refuerzo distribuido como se muestra:

En la dirección X-X: Malla simple $\emptyset 8mm@.20$ horizontal y vertical ($\rho_{H,V}=0.0025$).

En la dirección Y-Y (lado corto): Malla simple $\emptyset 8mm@.20$ horizontal y vertical ($\rho_{H,V}=0.0025$).

En la dirección Y-Y (lado largo): Malla simple $\emptyset 8mm@.20$ horizontal y $\emptyset 8mm@.25$ vertical ($\rho_H=0.0025$ y $\rho_V=0.0020$).

Con el acero distribuido y el refuerzo mínimo en sus extremos del muro, se obtuvo el diagrama de interacción con ayuda del programa Etabs y se verificó que los valores ($Pu, Mu_{2,2}$ y $Pu, Mu_{3,3}$) quedaran dentro de dicho diagrama. Para este ejemplo, se tuvo que aumentar la cuantía del refuerzo en los extremos del muro en la dirección X-X hasta cumplir que los puntos de las cargas ($Pu, Mu_{2,2}$) estén dentro del diagrama de interacción. Los resultados obtenidos se muestran en las figuras 12 y 13.

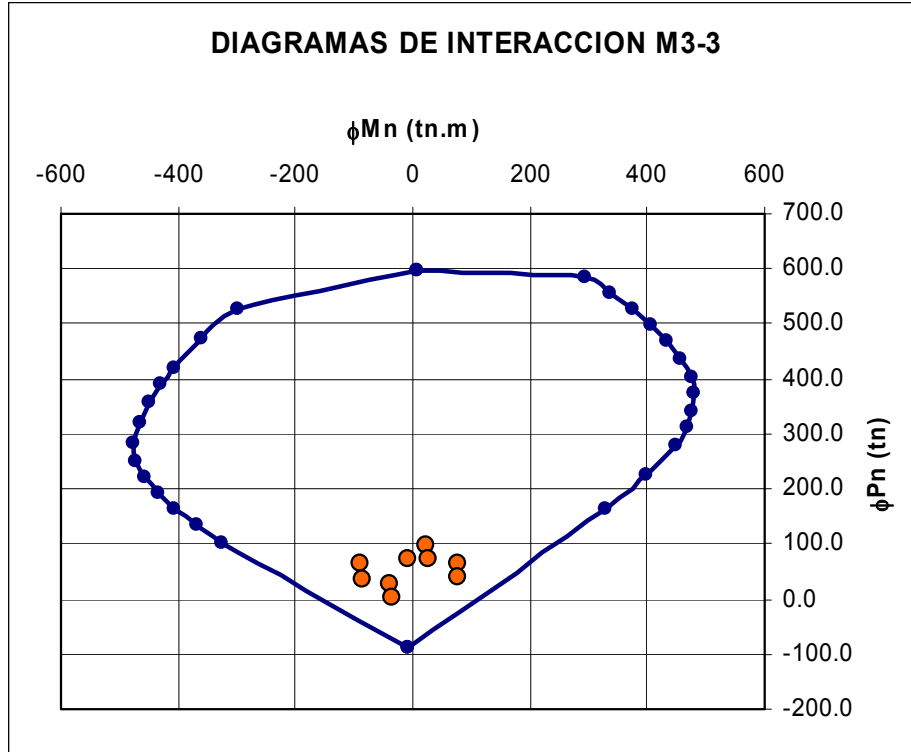


Fig. 12: Diagrama de interacción M_{3-3}

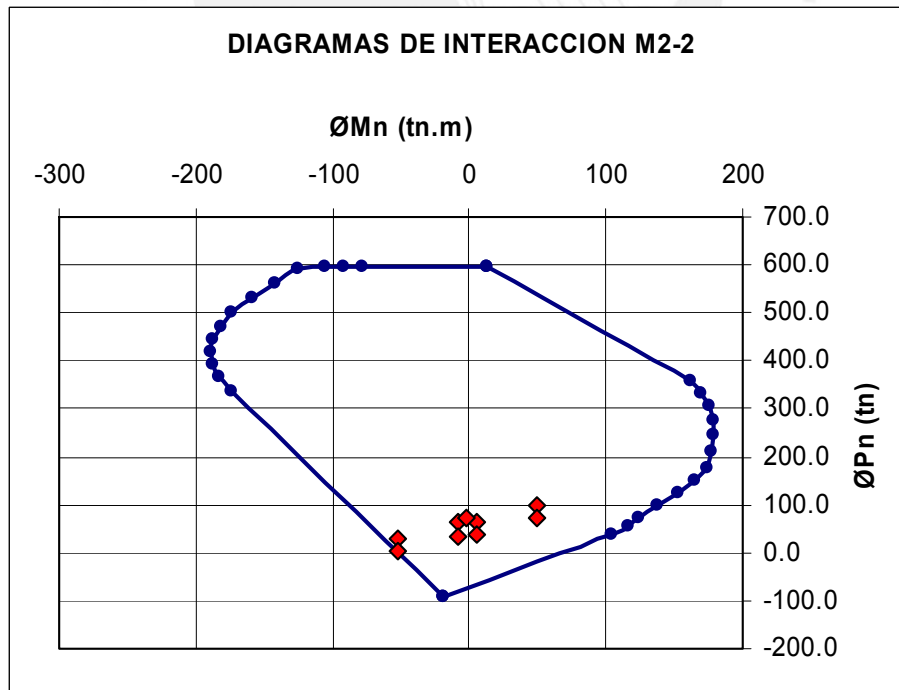


Fig. 13: Diagrama de interacción M_{2-2}

Se observa un diseño por flexocompresión holgado para las cargas laterales de sismo en la dirección Y-Y; sin embargo, para la dirección X-X, los valores de las cargas provenientes de la combinación de cargas 0.9CM-CSx-x ($P_u=1.50\text{ton}$, $M_u=-51.90\text{ton-m}$), hicieron aumentar la cuantía de acero en los extremos del muro.

Para el **diseño por fuerza cortante**, se calculó la fuerza cortante última V_u para los siguientes datos:

$$M_{n2-2} = 71.65\text{ton-m para } (P_u=1.5\text{ton} , M_{u2-2}=51.9\text{ton-m})$$

$$M_{n3-3} = 205.00\text{ton-m para } (P_u=62.60\text{ton} , M_{u3-3}=89.2\text{ton-m})$$

$$V_{ua2} = 10.4\text{ton}$$

$$V_{ua3} = 12.5\text{ton}$$

Entonces:

$$V_{u2} = V_{ua2} (M_{n3-3} / M_{u3-3}) = 10.40 (205 / 89.20) = \mathbf{23.9\text{ton}}$$

$$V_{u3} = V_{ua3} (M_{n2-2} / M_{u2-2}) = 12.52 (71.65 / 51.90) = \mathbf{17.2\text{ton}}$$

Debido a que este muro presenta fuerzas de tracción por sismo, se verificó que $P_u/Ag < 0.10 f'c$ según la norma E.060. Se tomó el menor valor de P_u por ser el caso más desfavorable para la condición y se obtuvo:

$$\left[\frac{1500}{6500} = 0.23 \text{ kg / cm}^2 \right] < \left[0.10 \cdot (175) = 17.5 \text{ kg / cm}^2 \right]$$

Por lo tanto, se despreció el aporte del concreto a la resistencia por corte y se cambió el acero distribuido como se indica.

En la dirección X-X: Malla simple $\varnothing 8\text{mm}@.20$ horizontal y vertical ($\rho_{H,V}=0.0025$).

En la dirección Y-Y: Malla simple $\varnothing 8\text{mm}@.20$ horizontal y vertical ($\rho_{H,V}=0.0025$).

Para los valores de fuerzas cortantes requeridas $V_{u\ x-x} = V_{u3}$ y $V_{u\ y-y} = V_{u2}$, se verificó si la malla de refuerzo colocada es suficiente o hay que aumentar refuerzo por cortante.

$$\varnothing V_n = (\varnothing V_c + \varnothing V_s)$$

Donde:

$$\varnothing V_s = (0.85)(A_v f_y 0.8L)/S$$

$$\varnothing V_c = 0.0\text{tn (para el caso de este muro)}$$

$$\text{Dirección X-X: } \varnothing V_{n\ x-x} = (0.85)(0.5 \times 4200 \times 0.8 \times 255) / (20) = 18.2 \text{ ton}$$

$$\varnothing V_{n\ x-x} = \mathbf{18.2 \text{ ton} > V_{u\ x-x} = 17.3\text{ton (Ok!)}$$

Dirección Y-Y:

$$\varnothing V_{n\ y-y} = (0.85)(0.5 \times 4200 \times 0.8 \times 395) / (20) = 28.20 \text{ ton}$$

$$\varnothing V_{n\ y-y} = \mathbf{28.2 \text{ ton} > V_{u\ y-y} = 23.9\text{ton (Ok!)}$$

Conocido el valor de $\varnothing V_n$ en ambas direcciones se verificó que:

$$V_n \leq 2.7 \times \sqrt{f'c} \times A_c$$

Para la dirección X-X: $V_n = 21.42 \text{ tn} < 2.7 \times \sqrt{175} \times (255 \times 10) = 91.1 \text{ ton}$ (Ok!)

Para la dirección Y-Y: $V_n = 33.18 \text{ tn} < 2.7 \times \sqrt{175} \times (395 \times 10) = 141.1 \text{ ton}$ (Ok!)

Finalmente, se comprobó que el refuerzo vertical distribuido garantizaba la resistencia al corte fricción en la base del muro:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v \times f_y) = 0.85 \times 0.60 [0.9 \times 40800 + (2.7 \times 2.5) \cdot 4200] = 33.2 \text{ ton} \text{ (Ok!)}$$

Se tomo como área de refuerzo de cortante por fricción (A_v) el acero colocado en la dirección del muro más corto (dirección X-X).

El mismo procedimiento de diseño se realizó para los muros de los pisos superiores (3er, 4to y 5to piso).

En la figura 14 se muestra el refuerzo de diseño del muro P4.

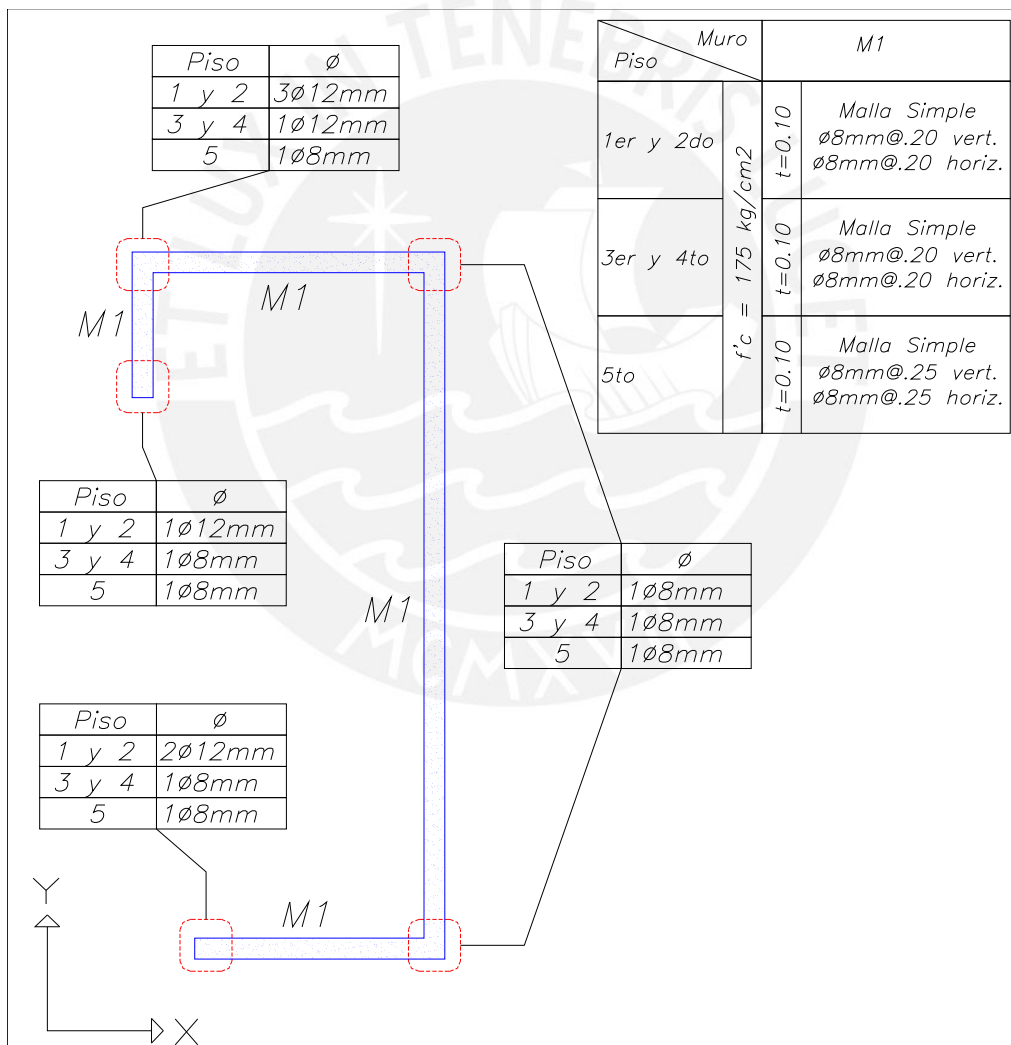


Fig. 14: Diseño del Muro P4

5.4. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN

Capacidad de soporte del suelo

Se verificó que los esfuerzos producidos por las cargas del edificio sean menores que la capacidad de soporte del suelo (10ton/m²). Para esto, se consideró la distribución de presión en la base de la platea como se muestra en la figura.

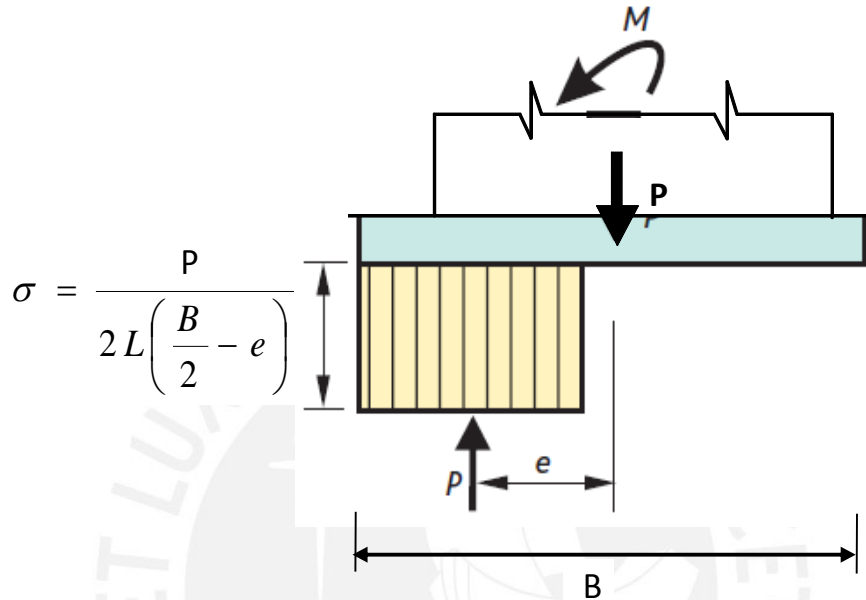


Fig. 15: Distribución de presión en la base de la platea

Donde:

P_(CM, CV, CS) (Carga axial del edificio)

M_(MCM, MCV, MCS) (Momento flector en el edificio)

B = 18.6m y **L** = 17.5m (En la dirección X-X)

B = 17.5m y **L** = 18.6m (En la dirección Y-Y)

B y **L** ancho y largo de la platea respectivamente.

e (excentricidad) = M/P

Para el presente edificio, los resultados del análisis por cargas de gravedad y del análisis sísmico son:

CM = 1347 ton (Incluye peso de la platea = 218 ton)

CV = 250 ton

CS = 0 ton

M_{CM} = 0 ton-m

M_{CV} = 0 ton-m

M_{CS Y-Y} = 2576 ton-m (Sismo en la dirección X-X)

M_{CS X-X} = 2593 ton-m (Sismo en la dirección Y-Y)

Se consideró dos hipótesis:

Hipótesis 1, sólo actúan las cargas de gravedad.

Hipótesis 2, actúan las cargas de gravedad más las cargas de sismo.

Hipótesis 1:

Sólo cargas de gravedad.

$$P = CM + CV = 1347 + 250 = 1597 \text{ ton}$$

$$M = M_{CM} + M_{CV} = 0 \text{ ton-m}$$

El esfuerzo producido por las cargas de gravedad en las direcciones X-X y Y-Y es:

$$\sigma_1 = \frac{1597}{18.6 \times 17.5} = 4.9 \text{ ton} / m^2 < 10 \text{ ton} / m^2 \text{ OK!}$$

Para esta hipótesis, se cálculo el esfuerzo último de diseño como:

$$\sigma_{u1} = \frac{1.5CM + 1.8CV}{18.6 \times 17.5} = \frac{1.5 \times 1347 + 1.8 \times 250}{325.5} = 7.59 \text{ ton} / m^2$$

Hipótesis 2:

Cargas de gravedad más las cargas de sismo

$$P = CM + CV + CS/1.25 = 1347 + 250 + 0 = 1597 \text{ ton}$$

$$M_{Y-Y} = M_{CM} + M_{CV} + M_{CS \ Y-Y}/1.25 = 0 + 0 + 2576/1.25 = 2060.8 \text{ ton-m}$$

$$M_{X-X} = M_{CM} + M_{CV} + M_{CS \ X-X}/1.25 = 0 + 0 + 2593/1.25 = 2074.4 \text{ ton-m}$$

$$e_{x-x} = \frac{M_{y-y}}{P} = \frac{2060.8}{1597} = 1.3 \text{ m}$$

$$e_{y-y} = \frac{M_{x-x}}{P} = \frac{2074.4}{1597} = 1.3 \text{ m}$$

El máximo esfuerzo producido por las cargas de gravedad más las cargas de sismo son en la dirección Y-Y:

$$\sigma_2 = \frac{1597}{2 \times 18.6 \left(\frac{17.5}{2} - 1.3 \right)} = 5.8 \text{ ton} / m^2 < 10 \times 1.25 = 12.5 \text{ ton} / m^2 \text{ OK!}$$

Para esta hipótesis, se cálculo su esfuerzo último de diseño como:

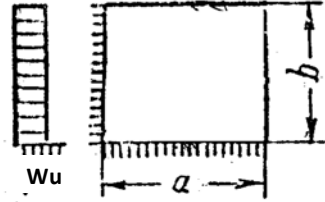
$$\sigma_{u2} = 1.25 \times \sigma_2 = 1.25 \times 5.8 = 7.3 \text{ ton/m}^2$$

Con el máximo esfuerzo último de ambas hipótesis ($\sigma_{u1} = 7.4 \text{ ton/m}^2$) se procedió a diseñar las losas que comprenden a la platea de cimentación.

Ejemplo del análisis y diseño de un paño de la platea:

A continuación se muestra el análisis y diseño de un paño rectangular de 2.60x4.30m ubicado en una esquina del edificio entre los ejes A-3, D-3, A-1 y D-1 (ver Fig.4).

Para el análisis, se usaron las tablas de Kalmanok, de la misma manera como se hizo el análisis por cargas de gravedad de las losas macizas.



Ver coeficientes en TABLA 15 de Kalmanok.

Para los valores:

$$Wu = \sigma_{ul} = 7.59 \text{ ton/m}^2$$

$$a = 2.60 \text{ m}$$

$$b = 4.30 \text{ m}$$

$$a/b = 0.605$$

Se obtuvieron los momentos últimos siguientes:

$Ma^0 \text{ (kg-m)}$	$Mb^0 \text{ (kg-m)}$	$Macp \text{ (kg-m)}$	$Mbcp \text{ (kg-m)}$
-5468	-3882	+2481	+650

La fuerza cortante máxima por metro lineal que se obtiene de las tablas de Kalmanok es $Rb = 37818.1 / 4.3 = 8795 \text{ kg/m}$.

Los procedimientos de diseño por flexión y cortante son los mismos que se realizaron para las losas macizas.

Se procedió al **diseño por flexión** con los siguientes datos:

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

Los resultados del diseño por flexión fueron los siguientes:

	$Ma^0(-)$	$Mb^0(-)$	$Macp(+)$	$Mbcp(+)$
$As \text{ (cm}^2\text{)}$	5.99	4.21	2.67	0.69

El refuerzo por contracción y temperatura que fue considerado en el diseño como aporte para el refuerzo requerido por flexión es:

$$\text{Losa } H=30\text{cm}, A_{s\text{min}} = 0.0018 \cdot 30 \cdot 100 = 5.4 \text{ cm}^2 \text{ (Área repartida en dos mallas)}$$

$$3/8" @ 0.25(\text{Superior}) \longrightarrow As = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$3/8" @ 0.25(\text{Inferior}) \longrightarrow As = 2.84 \text{ cm}^2$$

Para cubrir el área de acero, requerida por los momentos negativos, fue necesario colocar bastones inferiores:

Para el momento Ma^0 , se necesitó $3.15cm^2 = (5.99cm^2 - 2.84cm^2)$ de área de acero adicional.

Para el momento Mb^0 , se necesitó $1.37cm^2 = (4.21cm^2 - 2.84cm^2)$ de área de acero adicional.

Se pusieron bastones de $3/8" @ 0.20 = 3.55cm^2$ ok! 6.7% más para Ma^0 .

Se pusieron bastones de $8mm @ 0.30 = 1.67cm^2$ ok! 7.1% más para Mb^0 .

Para el **diseño por fuerza cortante** se comprobó que $Vu = 8795kg/m$ sea menor que la fuerza cortante de diseño ϕVc .

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{175} \times 100 \times 25 = 14900kg / m$$

Por lo tanto, se cumple satisfactoriamente que:

$$\phi Vn = (\phi Vc = 14900kg / m) \geq (Vu = 8795kg / m)$$

Para evitar posibles fisuras por fuerzas cortantes en el contorno de la platea y para darle al edificio mayor seguridad contra el deslizamiento se colocaron vigas de peralte $h=0.60m$ alrededor de la platea y en algunas zonas internas de la cimentación.

El diseño del paño se muestra en la fig. 16.

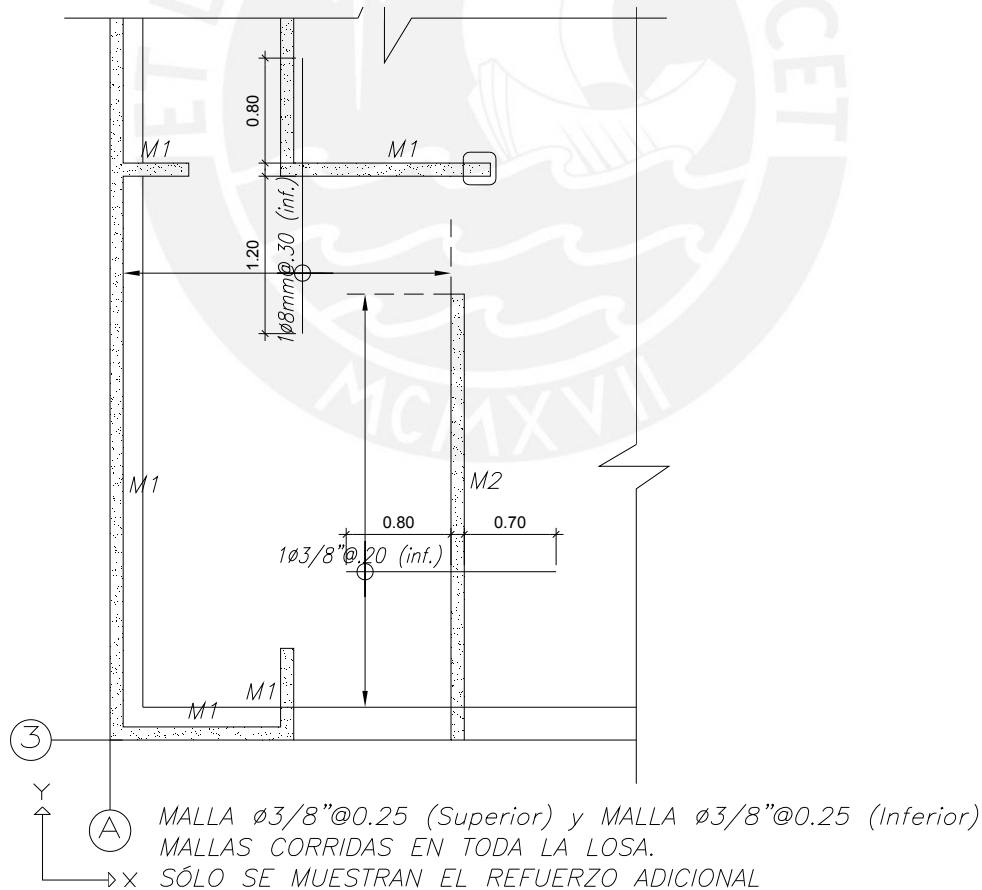


Fig. 16: Diseño de losa de platea $H=0.30m$

CONCLUSIONES

- ✚ Los edificios de muros de ductilidad limitada son singulares desde el punto de vista del diseño internacional en concreto armado, ya que se emplearon muros estructurales de 10cm de espesor, el no confinamiento de los extremos de los muros y la colocación de una sola malla.
- ✚ El diseño de los EMDL se hacen siguiendo las normas desarrolladas en el Perú.
- ✚ Los EMDL pueden representarse mediante modelos tridimensionales usando herramientas de computación.
- ✚ El uso adecuado de las tablas de Kalmanok, facilita el análisis por cargas de gravedad de las losas macizas.
- ✚ Para el presente edificio de cinco pisos, las derivas máximas producidas por las solicitaciones sísmicas son del orden de 1.1‰ y 0.4‰ en las direcciones principales del edificio, valores inferiores a la máxima deriva permitida por la norma (5 ‰).
- ✚ Se puede apreciar que el valor de la fuerza cortante sísmica es del orden del 22% del peso de la edificación.
- ✚ Fue necesario usar vigas de acoplamiento, en la dirección con menor densidad de muros (dirección X-X), para lograr una mejor distribución de las solicitaciones sísmicas y así descongestionar la armadura en algunos muros.
- ✚ En el diseño por fuerza cortante de algunos muros no se consideró el aporte del concreto, debido a la reducida carga axial.
- ✚ Dado que existe menor densidad de muros en la dirección X-X, estos poseen mayor cantidad de acero vertical en los extremos de los muros y por lo tanto, una alta resistencia a la flexión. Esto genera que el aporte de resistencia por flexión a los muros en la dirección Y-Y sea alto, hasta el punto de hacer mucho mayores los momentos nominales en comparación con los momentos resistentes requeridos, lo cual produce en algunos casos, un aumento considerable del factor de amplificación de de la fuerza cortante (M_n/M_u) y por lo tanto un incremento del refuerzo por cortante.

BIBLIOGRAFÍA

- Estructuración y Diseño en Concreto Armado. Antonio Blanco B.
- Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Sexta Edición-2005-1. Gianfranco Ottazzi P
- Ingeniería Sismorresistente. 2004. Alejandro Muñoz P.
- Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificación E.020- Norma de Cargas.
- Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificación E.030- Diseño Sismorresistente, SENCICO, Lima, Abril 2003.
- Apuntes del Curso Concreto Armado 2. Antonio Blanco B
- Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificación E.060- Concreto Armado (Normas legales-El Peruano 23 de mayo del 2006).
- Especificaciones Normativas para muros de Ductilidad Limitada del 2004.
- Manual para cálculo de placas A.S. Kalmanok.
- Diseño de Estructuras de Concreto Armado. 3ra Edición. Fondo Editorial PUCP. Teodoro Harmsen
- Manual de ETABS v9.0.4. Análisis Estático y Dinámico Lineal y no Lineal de Edificios.