

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**“PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE MUROS
DELGADOS DE CONCRETO ARMADO PARA UN
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

JULIO CÉSAR ALIAGA ARCOS

Lima – Perú

Julio

2007

RESUMEN DE TESIS

El presente trabajo de tesis consiste en realizar el análisis y diseño estructural en concreto armado para un edificio de vivienda multifamiliar de 5 pisos, cuyo sistema estructural está definido a partir de muros delgados de concreto armado de ductilidad limitada. El edificio está ubicado en el distrito de San Miguel, tiene un área por piso de 207m^2 y cuenta con dos departamentos por nivel.

En este sistema estructural todos los muros son portantes por lo tanto la estructuración estará definida según la arquitectura. En los planos preliminares de arquitectura todos los muros tenían un espesor de 0.15m, sin embargo uno de los objetivos del presente trabajo es determinar si es posible usar muros de 0.10m de espesor o si se requiere de un espesor mayor (0.15m).

Para el análisis y diseño se tuvo en cuenta las exigencias establecidas en las Normas Técnicas E-020, E-030, E-050 y E-060, así como los alcances de la norma para el diseño de edificios de muros de ductilidad limitada (NEMDL).

El edificio se encuentra cimentado en un suelo con una capacidad admisible de $1.0\text{Kg}/\text{cm}^2$. Debido a la baja resistencia del terreno, se decidió realizar dos tipos de cimentación: una con cimientos corridos y otra con una platea superficial de cimentación.

Para el diseño de la platea superficial previamente se elaboró un modelo de una platea sobre resortes con la finalidad de obtener resultados más fidedignos en cuanto al comportamiento del suelo se refiere.

El presente trabajo incluye criterios de estructuración y predimensionamiento, metrado de cargas, análisis y diseño de los diversos elementos estructurales y diseño de los dos tipos de cimentación mencionados.

INDICE

	Página
Capítulo 1	
GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCION	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 DESCRIPCION DEL PROYECTO	3
 Capítulo 2	
CRITERIOS GENERALES DE ANALISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	5
2.1 NORMAS EMPLEADAS	5
2.2 CRITERIOS DE ANALISIS	5
2.3 CRITERIOS DE DISEÑO	5
 Capítulo 3	
ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO	7
3.1 ESTRUCTURACION	
3.1.1 SIMETRIA	7
3.1.2 RESISTENCIA	7
3.1.3 DUCTILIDAD	8
3.1.4 RIGIDEZ LATERAL	8
3.1.5 DIAFRAGMA RÍGIDO	8
3.1.6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	8
3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	9
3.2.1 LOSAS ALIGERADAS	9
3.2.2 LOSAS MACIZAS	9
3.2.3 MUROS DE CORTE O PLACAS	11
3.2.4 VIGAS	13
3.2.5 ESCALERAS	13

Capítulo 4	
METRADO DE CARGAS	14
4.1 LOSAS ALIGERADAS	15
4.2 PLACAS O MUROS DE CORTE	16
4.2.1 METRADO DE PESO POR METRO CUADRADO	18
4.3 ESCALERAS	19
Capítulo 5	
ANALISIS SISMICO	21
5.1 CRITERIOS DEL ANALISIS SISMICO	21
5.2 DESCRIPCION DEL ANALISIS	22
5.3 MODELO ESTRUCTURAL	22
5.4 PARAMETROS DEL ANALISIS SISMICO	25
5.5 ANALISIS ESTATICO	26
5.5.1 GENERALIDADES	26
5.5.2 PERIODO FUNDAMENTAL	26
5.5.3 PESO DE LA EDIFICACIÓN	26
5.5.4 FUERZA CORTANTE EN LA BASE	27
5.5.5 EFECTOS DE TORSIÓN	28
5.6 ANALISIS DINAMICO	29
5.6.1 MODOS DE VIGRACIÓN	29
5.6.2 ACELERACIÓN ESPECTRAL	29
5.6.3 CRITERIOS DE COMBINACIÓN	30
5.6.4 FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE	30
5.7 RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO	30
5.7.1 CORTANTE EN LA BASE	30
5.7.2 DESPLAZAMIENTOS LATERALES	31
5.7.3 MODOS, PERIODOS Y MASAS EFECTIVAS	32
5.7.4 FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLECTORES	33
5.7.5 PERIODO DE VIBRACIÓN	35
5.8 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA	36
Capítulo 6	
DISEÑO DE LOSAS	37

6.1 CONSIDERACIONES GENERALES	37
6.2 DISEÑO POR FLEXION	37
6.2.1 HIPÓTESIS DE DISEÑO	37
6.2.2 REFUERZO MÁXIMO POR FLEXIÓN	38
6.2.3 RFUERZO MÍNIMO POR FLEXIÓN	38
6.2.4 REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA	39
6.3 DISEÑO POR CORTE	39
6.3.1 RESISTENCIA AL CORTE	39
6.3.2 CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO A LA RESISTENCIA AL CORTE	39
6.4 CONTROL DE DEFLEXIONES	40
6.4.1 PERALTES MÍNIMOS PARA NO VERIFICAR DEFLEXIONES	40
6.5 DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA DEL PISO TIPICO	40
6.5.1 METRADO DE CARGAS	40
6.5.2 DISEÑO POR FLEXIÓN	41
6.5.3 DISEÑO POR CORTE	42
Capítulo 7	
DISEÑO DE MUROS	43
7.1 CONSIDERACIONES GENERALES	43
7.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	44
7.3 DISEÑO POR CORTE	46
7.4 DISEÑO POR CORTANTE POR FRICCIÓN	48
7.5 DISEÑO DEL MURO MÁS SOLICITADO	49
7.5.1 DISEÑO DEL MURO M15	50
Capítulo 8	
DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	69
8.1 CONSIDERACIONES GENERALES	69
8.2 DISEÑO DEL CIMIENTO CORRIDO	70
8.2.1 DISEÑO DEL CIMIENTO CORRIDO DE LA ESTRUCTURA	72
8.3 DISEÑO DE LA PLATEA SUPERFICIAL DE CIMENTACIÓN	75
8.3.1 DISEÑO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN	80

Capítulo 9

VIGAS CHATAS	89
9.1 DISEÑO POR FLEXION	89
9.2 DISEÑO POR CORTANTE	90

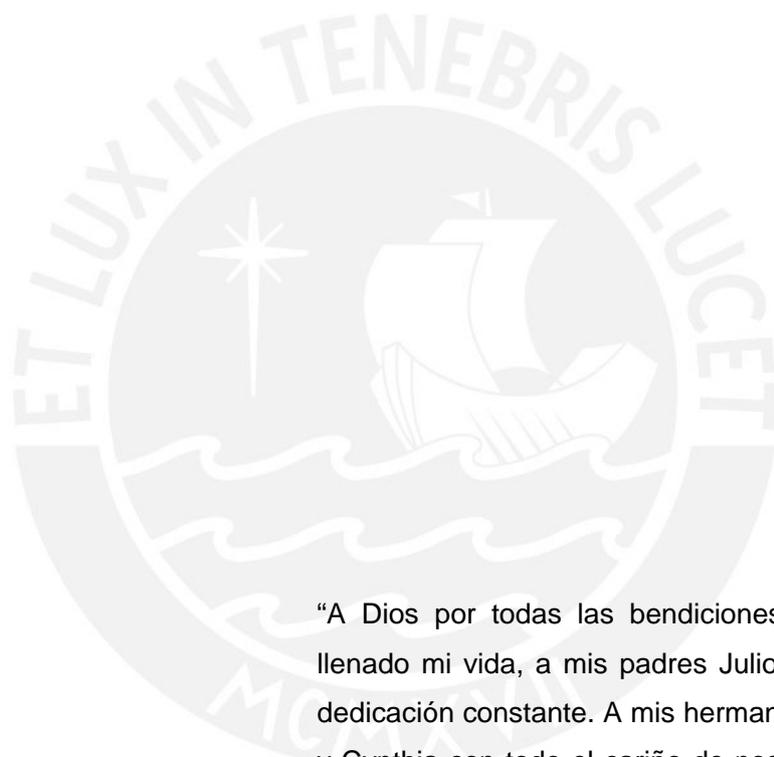
Capítulo 10

ESCALERAS	91
10.1 DISEÑO POR FLEXION	91
10.2 DISEÑO POR CORTE	92
10.3 ZAPATA DE ESCALERA	93

CONCLUSIONES	94
---------------------	----

BIBLIOGRAFÍA	96
---------------------	----





“A Dios por todas las bendiciones con las que ha llenado mi vida, a mis padres Julio y Celinda por su dedicación constante. A mis hermanas Rocío, Cristina y Cynthia con todo el cariño de nos une. En especial a mis tres sobrinos Cristinita, Valentina y Marc”.

Capítulo 1

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

En los últimos años, se han venido construyendo gran cantidad de edificios de viviendas multifamiliares, los cuales hacen uso de diversos sistemas estructurales. Uno de estos sistemas estructurales, debido a factores económicos y de tiempo de construcción, está basado en muros delgados de concreto armado de aproximadamente 10 cm. a 15 cm. de espesor.

En este sistema, debido al espesor de los muros, se hace difícil la colocación de un núcleo confinado en los extremos de los muros y el empleo de doble malla, por lo tanto se tiene menor capacidad de deformación inelástica a comparación de elementos estructurales con confinamiento en sus zonas esforzadas, debido a esas razones se le denomina muros de concreto de ductilidad limitada.

Dado al gran aumento de la construcción de edificios de muros delgados de ductilidad limitada y a que éstos poseen características particulares que hacen que los procedimientos de diseño y construcción no estén totalmente considerados en las normas para edificaciones, se ha decidido unificar algunos criterios de diseño en normas para el diseño de muros de concreto de ductilidad limitada, incluyéndose en el Reglamento Nacional de Construcción especificaciones especiales para este tipo de edificios.

Entre las ventajas que presenta este sistema de muros delgados podemos mencionar el ahorro significativo debido al menor tiempo de construcción y el aprovechamiento de espacios por ser muros más delgados que los muros de albañilería.

1.2 OBJETIVO

El presente proyecto de tesis, tiene como objetivos:

- Realizar el diseño completo de un edificio de vivienda multifamiliar de 5 pisos, a base de muros delgados de concreto armado.
- Determinar si es posible usar muros de 10 cm. de espesor o si se requiere de un espesor mayor (15 cm.).
- Considerar y comparar, para una misma capacidad admisible del suelo, dos tipos de cimentación: Cimientos corridos y Platea superficial.
- Diseñar la Platea superficial con el uso de un modelo considerando una platea sobre resortes.

1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El edificio de vivienda multifamiliar a diseñarse se encuentra ubicado en el distrito de San Miguel, consta de 5 niveles, con dos departamentos por cada nivel.

El área típica es de 207m² incluyendo la escalera y el hall. Cada departamento tiene un área de 97m² y consta de sala – comedor, cocina - lavandería, tres dormitorios y dos baños.

Las puertas tienen un ancho de 0.90 m., y los alfeizar de las ventanas tienen alturas de 0.90m. en la cocina, en la sala y los dormitorios y 2.10 m. en los baños, no existiendo dinteles en ningún caso.

Según la arquitectura inicialmente se ha decidido estructurar el edificio con muros de 10 cm. en las dos direcciones, este espesor se debe verificar en el análisis y diseño estructural, y si fuera necesario realizar un aumento en el espesor, este cambio debe ser moderado y no variar bruscamente la arquitectura.

En cuanto a la cimentación, se considerara una capacidad admisible del suelo de 1kg/cm², y se realizará una cimentación con cimientos corridos y una platea superficial.

Capítulo 2

CRITERIOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO

ARMADO

2.1 NORMAS EMPLEADAS

El presente proyecto de tesis ha sido elaborado basándose en las siguientes normas:

- Normas técnicas de edificación E-0.20 Cargas.
- Normas técnicas de edificación E-0.30 Diseño Sismorresistente.
- Normas técnicas de edificación E-0.50 Suelos y Cimentaciones.
- Normas técnicas de edificación E-0.60 Concreto Armado.
- Normas para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada (NEMDL).

2.2 CRITERIOS DE ANÁLISIS

Según la Norma para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada, la resistencia mínima del concreto $f'c$ es de 175 kg/cm^2 , que es la resistencia que se consideró para el presente diseño.

Para el análisis se tendrá en cuenta que el valor del módulo de elasticidad del concreto se calcula mediante la siguiente expresión:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \longrightarrow E_c = 198000 \text{ kg/cm}^2$$

Se consideró también un acero de refuerzo corrugado que debe cumplir con lo estipulado en la Norma E-0.60 de concreto armado, Art. 3.4.3 y con las especificaciones ASTM A615 y ASTM A706, con los siguientes valores de resistencia y módulo de elasticidad:

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

$$E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

2.3 CRITERIOS DE DISEÑO

El método de diseño utilizado para el presente proyecto es el Diseño por Resistencia, el cual se caracteriza por amplificar las cargas actuantes y estudia las condiciones del elemento en la etapa última.

Las expresiones básicas para el Diseño por Resistencia son:

Para flexión: $\phi M_n \geq M_u$

Donde: M_n es la resistencia nominal a la flexión de la sección.
 M_u es la resistencia requerida por flexión de la sección.

Para corte: $\phi V_n \geq V_u$

Donde: V_n es la resistencia nominal por corte de la sección.
 V_u es la resistencia requerida por corte de la sección.

Este método hace uso de **Factores de Reducción de Resistencia**, los cuales afectan a las resistencias nominales de las secciones y toman en cuenta ciertos aspectos tales como la variabilidad de la resistencia de los materiales, la importancia del elemento dentro de la estructura y las consecuencias de la falla del mismo.

En la Norma Peruana se establece los siguientes factores de reducción de acuerdo a las diferentes sollicitaciones:

Para flexión	$\phi = 0.90$
Para flexión con carga axial de tracción	$\phi = 0.90$
Para corte con o sin torsión	$\phi = 0.85$
Para compresión y flexo compresión en elementos con estribos	$\phi = 0.70$

En el Diseño por Resistencia las cargas de servicio se llevan a una condición extrema o última. Para ello se utilizan **Factores de Carga o Factores de Amplificación**, los cuales dependen del grado de exactitud para el cual el efecto de dicha carga puede calcularse, es así que las cargas muertas tienen un error de estimación menor que las cargas vivas, y las cargas de sismo son las más difíciles de cuantificar.

Según la Norma Peruana la resistencia requerida (U) para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas de sismo (CS) se expresan en términos de las cargas amplificadas por los siguientes factores de carga:

$$U = 1.5CM + 1.8CV$$

$$U = 1.25CM + 1.25CV \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Capítulo 3

ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

3.1 ESTRUCTURACIÓN

De acuerdo al tema de tesis propuesto, el edificio a diseñar se encuentra estructurado íntegramente por muros de concreto armado de 10cm. de espesor tanto en la dirección transversal como en la dirección longitudinal, espesor que cumple con el espesor mínimo requerido por la Norma EMDL.

Uno de los objetivos del presente proyecto de tesis es determinar si éste espesor es suficiente o si se requiere de un espesor mayor. Esto se determinará después de realizar el análisis sísmico, tanto verificando los desplazamientos máximos permitidos así como el valor de la fuerza cortante y momento flector que soportaran cada uno de los muros en ambas direcciones.

Existen criterios a tomar en cuenta para conseguir un adecuado comportamiento estructural de la edificación, de acuerdo a estos criterios el edificio en estudio tiene las siguientes características:

3.1.1 SIMETRÍA

El edificio a diseñar en el presente proyecto tiene simetría en la dirección transversal (eje Y), esto es importante debido a que la falta de simetría produce efectos torsionales importantes que pueden incrementar los esfuerzos debidos al sismo, pudiéndose sobrepasar los esfuerzos resistentes.

3.1.2 RESISTENCIA

La resistencia ante solicitaciones sísmicas y cargas de gravedad es proporcionada básicamente por muros de concreto armado de 10cm y de 15cm de espesor tanto para la dirección longitudinal como para la dirección transversal. Asimismo el edificio cuenta con una apropiada continuidad, con suficiente resistencia para garantizar un adecuado transporte de las cargas y evitar concentraciones de esfuerzos.

3.1.3 DUCTILIDAD

En los muros de espesores delgados, se prescinde de extremos confinados y del uso de doble malla, por lo que éstos no poseen una capacidad de deformación inelástica importante, lo cual se debe tener en cuenta en el diseño por flexión y por corte en los muros.

Debido a esta característica importante, la norma EMDL establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso dividido entre la altura de entrepiso no debe exceder de 0.005. Asimismo la Norma de Diseño Sismorresistente E-0.30 del año 2003 establece que el factor de reducción sísmico es $R=4$ ($R=3$, si la estructura es irregular) en lugar de $R=6$ que es para muros estructurales.

3.1.4 RIGIDEZ LATERAL

Los elementos que aportan rigidez al edificio son los muros de concreto armado, por ello el edificio cuenta con una adecuada densidad y distribución de los mismos en ambas direcciones para así poder resistir las fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes.

3.1.5 DIAFRAGMA RÍGIDO

Los diafragmas están conformados por losas aligeradas armadas en una dirección, las cuales debido a sus componentes y propiedades asegura que se forme un diafragma rígido que permite la idealización de la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas se distribuyen en los muros de acuerdo a su rigidez lateral.

3.1.6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

El edificio en estudio tiene como elemento no estructural únicamente al alfeizar de las ventanas, los cuales están ubicados 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 para evitar que se formen vigas de acoplamiento.

3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.2.1 LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas conforman el diafragma rígido de la estructura, lo cual permite distribuir las fuerzas horizontales en los muros de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo todas una misma deformación lateral para un determinado nivel.

Las losas aligeradas son en esencia losas nervadas, debido a que poseen viguetas cada cierta distancia (30cm) unidas por una losa maciza superior (espesor = 5cm).

Para el predimensionamiento de la losa, tal como se puede observar en la Figura 3.1, se tiene en cuenta que las dimensiones de los paños son más o menos alargadas por lo que se empleó una losa aligerada armada en una dirección.

El espesor del aligerado se determinó teniendo en cuenta la mayor luz de vigueta y que la sobrecarga es menor a 300 kg/m^2 , por lo tanto, debido a que la mayor luz de vigueta es igual a 4.05m, el espesor considerado fue de 0.17m, que incluye una losa superior de 0.05m y ladrillos de relleno de $12 \times 30 \times 30 \text{ cm}$.

De acuerdo al Artículo 10.4.1 de la Norma E-0.60, no se verificarán deflexiones si el peralte es mayor que la luz mayor entre 25, por lo tanto tenemos:

$$h = 0.17\text{m} \geq 4.05 / 25 = 0.16\text{m} \quad \text{OK!}$$

3.2.2 LOSAS MACIZAS

Se considera en el edificio una losa maciza armada de dos direcciones únicamente en la zona del hall, la cual se puede predimensionar de acuerdo a las recomendaciones dadas en el libro Estructuración y Diseño en Concreto Armado del Ingeniero Antonio Blanco Blasco que propone para luces menores a 4.0m un espesor de 12cm. Sin embargo se consideró un espesor de 15cm. para coincidir con el espesor de garganta de la escalera.

De acuerdo al Artículo 10.4.1.2 de la Norma E-0.60, para losas macizas con sobrecargas menores a 300 kg/m^2 y luces menores a 7.5m no se verifican deflexiones si el peralte es mayor que la luz mayor entre 30, por lo tanto tenemos:

$$h = 0.15\text{m} \geq 2.65 / 30 = 0.09\text{m} \quad \text{OK!}$$

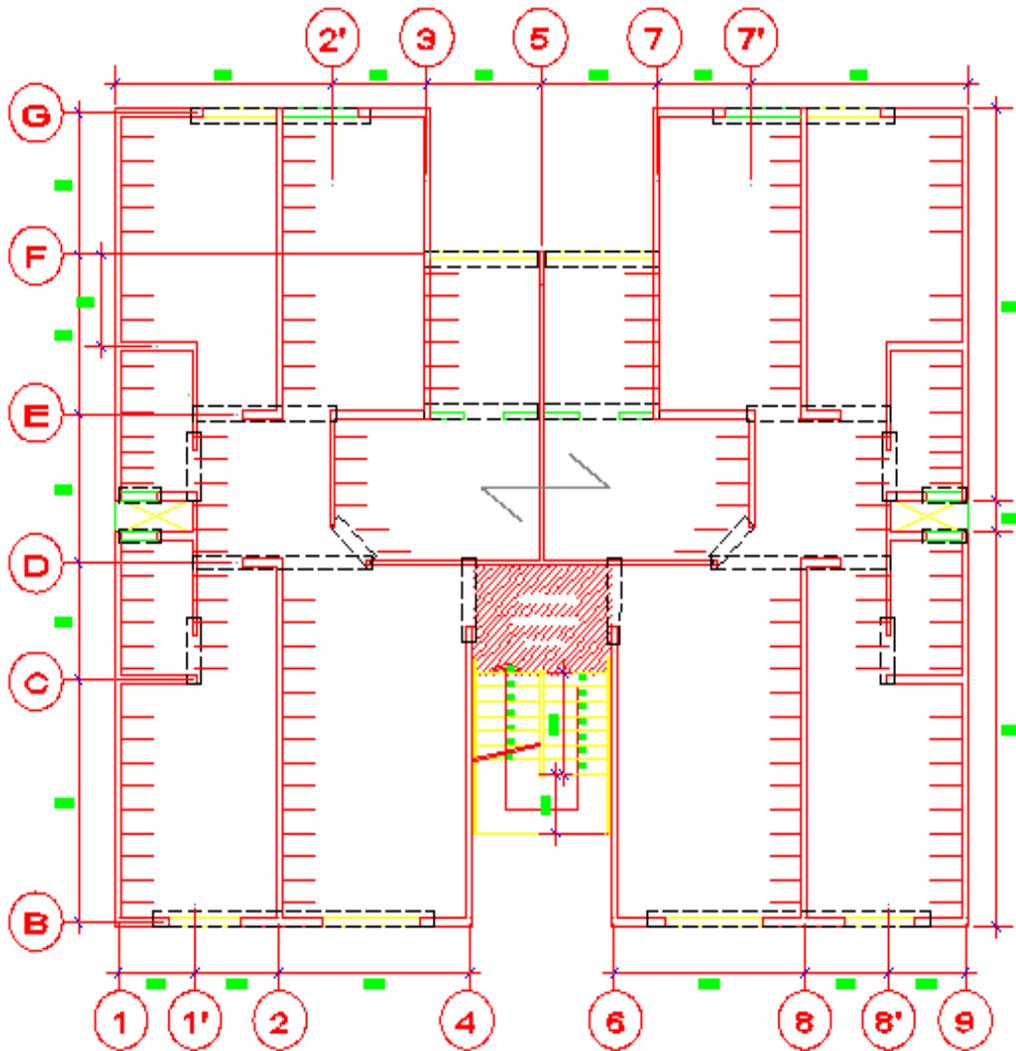


Fig. 3.1 Planta del aligerado típico

3.2.3 MUROS DE CORTE O PLACAS

Son paredes de concreto armado que dada su mayor dimensión en una dirección, muy superior a su ancho, proporcionan gran rigidez lateral y resistencia en esa dirección, lo cual permite limitar los desplazamientos laterales provocados por la fuerza sísmica.

Dada su gran rigidez, los muros absorben la mayor parte de los cortantes de sismo, es por eso que se debe tener mucho cuidado con la ubicación de éstos en planta, con la finalidad de no producir efectos de torsión importantes.

Según la Norma EMDL el espesor mínimo para los muros de ductilidad limitada es de 0.10m.

Por lo tanto, teniendo en cuenta esta consideración, se predimensionaron los muros con un espesor de 0.10m. en ambas direcciones y se realizó el análisis sísmico para verificar que los desplazamientos relativos de entrepiso sean menores que el máximo valor permitido por la Norma EMDL de 0.005, y verificar también el orden de los esfuerzos en cada uno de los muros.

Al realizar el primer análisis sísmico se obtuvo que los valores de los desplazamientos relativos de entrepiso estaban dentro del límite permitido (≤ 0.005) para ambas direcciones. Se obtuvieron menores valores en la dirección Y debido a la mayor densidad de muros en dicha dirección, pero se obtuvo valores muy altos de los momentos flectores y fuerzas cortantes en la dirección X para el muro M15, absorbiendo aproximadamente el 60% de la fuerza cortante total.

Debido a ese motivo se decidió aumentar el espesor de los muros en la dirección X a 0.15m. Luego de verificar diferentes casos en cuanto a la variación del espesor, se obtuvieron valores razonables de esfuerzos considerando, en todos los pisos, un espesor de 0.15m para todos los muros en la dirección X excepto para el muro M15.

En la figura 3.2 se muestra el esquema estructural definitivo con los espesores de cada muro.

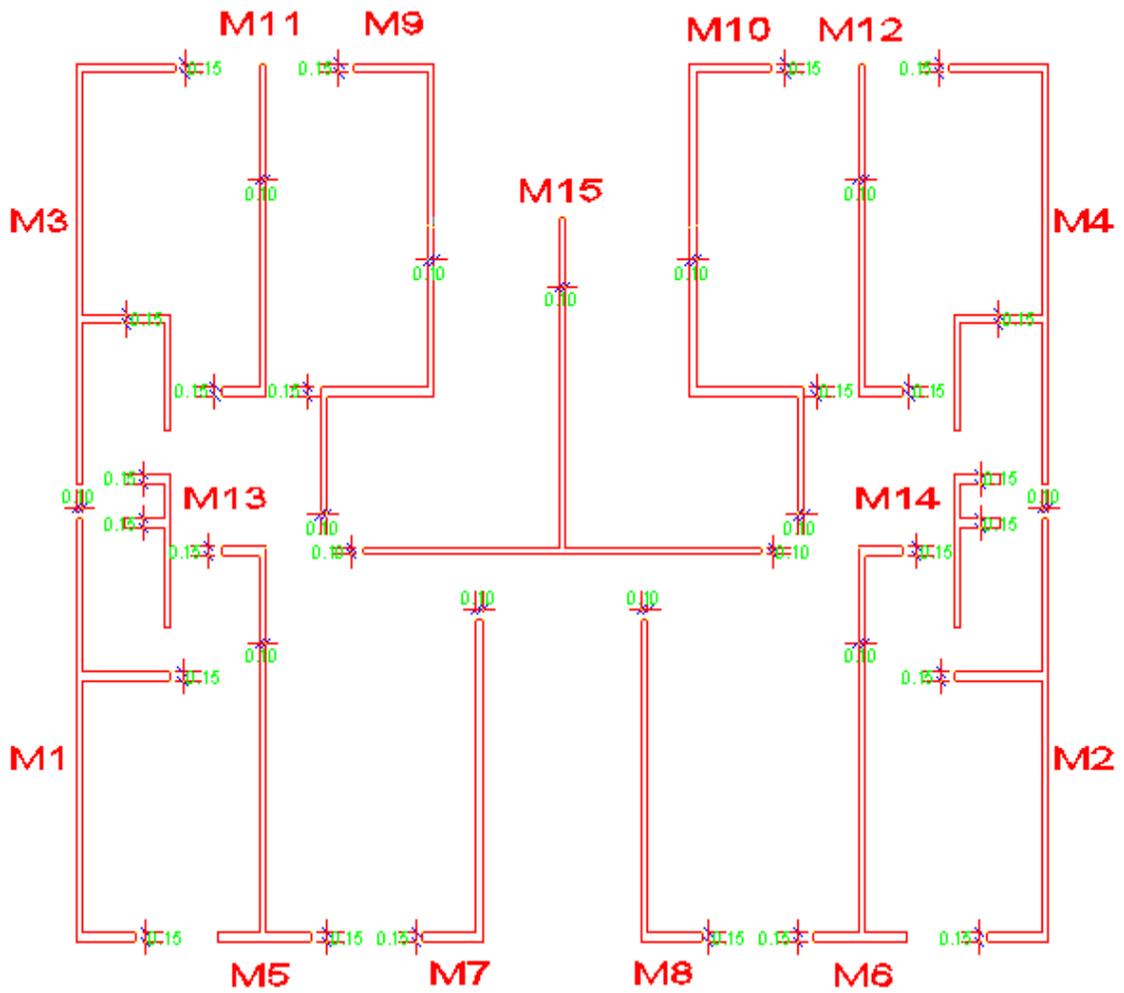


Fig. 3.2 Planta del esquema estructural del piso típico.

3.2.4 VIGAS

Para cumplir con los requerimientos de resistencia, ductilidad y rigidez del sistema basta con tener una densidad adecuada de muros en ambas direcciones, es por ello que no se hace necesario tener vigas peraltadas en este sistema de muros de ductilidad limitada.

Por lo tanto, solamente se ha considerado colocar vigas chatas de 0.30*0.17m. Estas vigas chatas se colocaran en las zonas de alfeizar de las ventanas, en las zonas de los parapetos de la cocina y lavandería y en algunos marcos de las puertas para reforzar la losa aligerada debido a la dirección de las viguetas.

3.2.5 ESCALERAS

Son los elementos de la estructura que conectan un nivel con otro. Las escaleras poseen pasos y contrapasos y para el predimensionamiento se debe verificar que:

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

Donde: c: longitud del contrapaso
 p: longitud del paso

En nuestro caso consideramos una longitud de contrapaso de 17.5cm y una longitud de paso de 25cm, entonces $2c + p$ resulta 60cm, valor que se ubica dentro del intervalo.

Se consideró también un espesor de garganta de 15cm, un espesor de losa para el descanso de 15cm y un ancho de escalera de 1.20m. Dichos valores se verificaran mas adelante cuando se realice el diseño de la escalera.

Capítulo 4

METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales de la edificación. A continuación se indican los tipos de carga que actúan en este tipo de edificaciones:

Cargas Permanentes o Muertas:

Son cargas gravitatorias que actúan sobre la vida útil de la estructura, tales como: peso propio de la estructura, peso de los acabados, peso de los tabiques y de otros dispositivos que queden fijos en la estructura.

Carga Viva o Sobrecarga:

Son cargas gravitatorias movibles, que pueden actuar en forma esporádica sobre la estructura, tales como: peso de los ocupantes, muebles, equipos removibles, etc.

Sismo:

Son las producidas por las ondas sísmicas, las cuales generan aceleraciones en las masas de la estructura, y por lo tanto, fuerzas de inercia que varían a lo largo del tiempo.

Las cargas permanentes y la carga viva son definidas como Cargas Estáticas, cuyos valores mínimos que se deben adoptar para el diseño estructural, están estipulados en la Norma de Cargas E-020. Por otro lado, las cargas de sismo se especifican en la Norma de Diseño Sismorresistente E-030.

En la tabla 4.1 se muestran los valores unitarios para realizar el metrado de cargas:

Tabla 4.1 Cargas Unitarias

Concreto	Losas	f'c	=	210	kg/cm ²
	Muros	f'c	=	175	kg/cm ²
		(gama)Concreto	=	2400	kg/m ³
Aligerado	t = 17cm		=	280	kg/m ²
Losa					
Maciza	t = 15cm		=	360	kg/m ²
Acabados	t = 5cm		=	100	kg/m ²

Vigas					
Chatas	b = 30cm				
	h = 17cm		=	122	kg/m
Alféizar	h = 90cm	esp. = 10cm	=	216	kg/m
	h =				
	210cm	esp. = 10cm	=	504	kg/m
Sobrecarga	Viviendas	Piso Típico	=	200	kg/m ²
		Azotea	=	100	kg/m ²

4.1 LOSAS ALIGERADAS

Debido a que nuestro aligerado es unidireccional, para realizar el metrado de la losa aligerada, se consideró una vigueta de concreto de ancho 0.40m. La Norma de Cargas E-020, establece que para el espesor considerado de 17cm. se tiene una Carga muerta de 280 kg/m², y debido a que el edificio está destinado al uso de vivienda, la norma considera una Sobrecarga para piso típico de 200 kg/m², y para la azotea una sobrecarga de 100 kg/m².

A continuación se muestra el cálculo realizado para obtener las cargas en la losa aligerada:

Piso Típico:

Carga Muerta:	Peso propio	=	280 * 0.40 = 112 kg/m
	Piso terminado	=	100 * 0.40 = 40 kg/m
	Total	=	152 kg/m
Carga Viva:	s/c	=	200 * 0.40 = 80 kg/m
	Total	=	80 kg/m

Azotea:

Carga Muerta:	Peso propio	=	280 * 0.40 = 112 kg/m
	Piso terminado	=	100 * 0.40 = 40kg/m
	Total	=	152 kg/m
Carga Viva:	s/c	=	100 * 0.40 = 40 kg/m
	Total	=	40 kg/m

4.2 PLACAS O MUROS DE CORTE

Para determinar las cargas de gravedad en las placas o muros de corte, se utilizó el método de Áreas Tributarias debido a que la losa es un aligerado armado en una dirección. Para las placas en la dirección paralela al armado del aligerado se consideró que soportan un espesor de losa igual a $4t$ (t : espesor del aligerado).

Para realizar el metrado de los muros se designó un nombre a cada muro y se consideró el espesor definitivo de cada uno de ellos. La nomenclatura utilizada se puede apreciar en la planta típica del esquema estructural (Fig. 3.3).

Es importante señalar que los valores obtenidos del metrado de los muros se utilizaron con fines comparativos con los resultados de las fuerzas verticales de cada muro obtenidos mediante un programa computacional (ETABS). Como se apreciará posteriormente, dichos resultados fueron utilizados también para el diseño de la cimentación de la estructura.

En las tablas 4.2 y 4.3 se muestran los resultados del metrado de todos los muros para la dirección X y la dirección Y respectivamente.

Tabla 4.2 Metrado de cargas de Muros en la Dirección X

MURO	Carga	5to Piso	4to Piso	3er Piso	2do Piso	1er Piso
M1 - X	CM	3,44	7,02	10,62	14,2	17,79
	CV	0,27	0,81	1,35	1,89	2,43
M2 - X	CM	3,44	7,02	10,62	14,2	17,79
	CV	0,27	0,81	1,35	1,89	2,43
M3 - X	CM	4,34	8,98	13,62	18,25	22,88
	CV	0,32	0,96	1,6	2,23	2,87
M4 - X	CM	4,34	8,98	13,62	18,25	22,88
	CV	0,32	0,96	1,6	2,23	2,87
M5 - X	CM	3,16	6,65	10,15	13,65	17,15
	CV	0,2	0,6	0,99	1,38	1,78

M6 - X	CM	3,16	6,65	10,15	13,65	17,15
	CV	0,2	0,6	0,99	1,38	1,78
M7 - X	CM	1,19	2,57	3,96	5,35	6,73
	CV	0,06	0,18	0,31	0,43	0,55
M8 - X	CM	1,19	2,57	3,96	5,35	6,73
	CV	0,06	0,18	0,31	0,43	0,55
M9 - X	CM	4,42	9,27	14,13	18,99	23,85
	CV	0,33	0,99	1,66	2,32	2,98
M10 - X	CM	4,42	9,27	14,13	18,99	23,85
	CV	0,33	0,99	1,66	2,32	2,98
M11 - X	CM	1,02	2,03	3,05	4,06	5,08
	CV	0,1	0,29	0,48	0,67	0,86
M12 - X	CM	1,02	2,03	3,05	4,06	5,08
	CV	0,1	0,29	0,48	0,67	0,86
M13 - X	CM	1,88	4,11	6,34	8,57	10,8
	CV	0,1	0,31	0,51	0,71	0,92
M14 - X	CM	1,88	4,11	6,34	8,57	10,8
	CV	0,1	0,31	0,51	0,71	0,92
M15 - X	CM	7,68	15,36	23,05	30,73	38,41
	CV	0,9	2,71	4,52	6,33	8,14

Tabla 4.3 Metrado de cargas de Muros en la Dirección Y

MURO	Carga	5to Piso	4to Piso	3er Piso	2do Piso	1er Piso
M1 - Y	CM	7,4	15	22,58	30,16	37,74
	CV	0,84	2,52	4,21	5,89	7,57
M2 - Y	CM	7,4	15	22,58	30,16	37,74
	CV	0,84	2,52	4,21	5,89	7,57
M3 - Y	CM	9,72	19,62	29,52	39,41	49,31
	CV	1,14	3,42	5,7	7,98	10,26
M4 - Y	CM	9,72	19,62	29,52	39,41	49,31
	CV	1,14	3,42	5,7	7,98	10,26

M5 - Y	CM	10,99	21,99	32,98	43,97	54,97
	CV	1,88	5,65	9,42	13,18	16,65
M6 - Y	CM	10,99	21,99	32,98	43,97	54,97
	CV	1,88	5,65	9,42	13,18	16,65
M7 - Y	CM	7,25	14,51	21,76	29,02	36,27
	CV	0,99	2,97	4,95	6,93	8,91
M8 - Y	CM	7,25	14,51	21,76	29,02	36,27
	CV	0,99	2,97	4,95	6,93	8,91
M9 - Y	CM	11,35	22,92	34,49	46,07	57,64
	CV	1,77	5,31	8,86	12,4	15,94
M10 - Y	CM	11,35	22,92	34,49	46,07	57,64
	CV	1,77	5,31	8,86	12,4	15,94
M11 - Y	CM	8,54	17,07	25,61	34,14	42,68
	CV	1,39	4,17	6,95	9,72	12,5
M12 - Y	CM	8,54	17,07	25,61	34,14	42,68
	CV	1,39	4,17	6,95	9,72	12,5
M13 - Y	CM	2,93	5,86	8,8	11,73	14,66
	CV	0,35	1,04	1,74	2,43	3,12
M14 - Y	CM	2,93	5,86	8,8	11,73	14,66
	CV	0,35	1,04	1,74	2,43	3,12
M15 - Y	CM	9,67	20,06	30,45	40,85	51,24
	CV	1,53	4,6	7,67	10,74	13,81

4.2.1 METRADO DE PESO POR METRO CUADRADO

Adicionalmente se realiza el metrado de peso por metro cuadrado que se considerará posteriormente en el Análisis Estático, para la obtención del peso total del edificio y la masa en cada piso.

Carga Muerta:

Muros de 10cm. (L = 92.5m) = $0.10 \times 92.5 \times 2.60 \times 2.40 = 57.72$ ton

Muros de 15cm. (L = 28.2m) = $0.15 \times 28.2 \times 2.60 \times 2.40 = 26.39$ ton

Losa aligerada:

$$\text{Peso propio} = 0.28 \times 193.12 = 54.07 \text{ ton}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \times 193.12 = 19.31 \text{ ton}$$

Losa maciza:

$$\text{Peso propio} = 0.15 \times 5.51 \times 2.40 = 1.98 \text{ ton}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \times 5.51 = 0.55 \text{ ton}$$

Vigas chatas: (L = 27m)

$$\text{Peso propio} = 0.30 \times 0.17 \times 2.40 \times 27 = 3.30 \text{ ton}$$

Alfeizar de 10cm:

$$h = 0.90 \text{ (L=18.8)} = 0.90 \times 0.10 \times 19.7 \times 2.40 = 4.26 \text{ ton}$$

$$h = 2.10 \text{ (L= 2.80)} = 2.10 \times 0.10 \times 2.80 \times 2.40 = 1.41 \text{ ton}$$

Total CM = 169 ton

Carga Viva

$$\text{Sobrecarga} = 0.20 \times 198.63 = 39.73 \text{ ton}$$

Total CV = 39.73 ton

De acuerdo con el Artículo 16.3 de la Norma de Diseño Sismorresistente E-030, para obtener el peso total de la edificación se considera el total de la carga muerta mas el 25% del total de la carga viva, por lo tanto el peso total por piso es de 178.9ton el cual dividido con un área de 198.63m² da como resultado un ratio de 0.90ton/m². De igual manera se realizó el metrado para la azotea, resultando un ratio de 0.83ton/m².

4.3 ESCALERAS

La escalera que conecta el 1er y 2do piso está conformada por un tramo inclinado, apoyado en una zapata y en la losa maciza, la cual se apoya en un muro. Por otro lado, la escalera que conecta a los demás pisos está conformada por dos tramos inclinados los cuales están unidos por la losa de descanso.

La escalera tiene las siguientes características:

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

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

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

Contrapaso = 17.5cm
 Ancho Esc. = 1.20m
 Espesor de garganta = 15cm
 Angulo de inclinación = $\text{ArcTan}(cp/p) = 34.99^\circ$

Para obtener la carga repartida por unidad de área en planta producida por el peso propio del tramo inclinado se utilizó la siguiente expresión:

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

En la Tabla 4.4 se aprecia el procedimiento utilizado y el resultado del metrado de cargas de la Escalera.

Tabla 4.4 Metrado de la Escalera

<u>Tramo inclinado</u>					
Carga muerta	W(pp)	649	kg/m ²		
	acabados	100	kg/m ²	Ancho (m)	
	Wm =	749	kg/m ²	1,2	899 kg/m
Carga viva	Wv =	200	kg/m ²	1,2	240 kg/m
<u>Descanso (intermedio)</u>					
Carga muerta	peso prop.	360	kg/m ²		
	acabados	100	kg/m ²	Ancho (m)	
	Wm =	460	kg/m ²	1,2	552 kg/m
Carga viva	Wv =	200	kg/m ²	1,2	240 kg/m
<u>Descanso (losa maciza)</u>					
Carga muerta	peso prop.	360	kg/m ²		
	acabados	100	kg/m ²	Ancho (m)	
	Wm =	460	kg/m ²	1,2	552 kg/m
Carga viva	Wv =	200	kg/m ²	1,2	240 kg/m

Capítulo 5

ANÁLISIS SÍSMICO

5.1 CRITERIOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

El Análisis Sísmico se realizó teniendo en cuenta los parámetros establecidos en la Norma de Diseño Sismorresistente E-030, en el cual el criterio de diseño se expresa señalando que las edificaciones se comportarán ante los sismos considerando:

- a) Resistir sismos leves sin daños.
- b) Resistir sismo moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- c) Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.

El diseño sismorresistente busca lograr un comportamiento elástico durante los sismos leves, cuya frecuencia de ocurrencia es alta, y un comportamiento inelástico durante sismos severos cuya probabilidad de ocurrencia es menor. Para lograr un comportamiento inelástico en los elementos estructurales, se diseña considerando una serie de requisitos que buscan proporcionar ductilidad.

El diseño está orientado a evitar el colapso frágil de la estructura aún para el sismo mas fuerte, pero acepta que se pueden producir daños estructurales considerando que es más económico reparar o reemplazar las estructuras dañadas que construir todas las estructuras lo suficientemente fuertes para evitar daños.

Debido a este motivo, la Norma establece para el diseño, un coeficiente de reducción sísmico, el cual para este caso de sistema estructural de muros de ductilidad limitada y considerando nuestra estructura como regular tenemos un valor de $R = 4$.

5.2 DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS

Para la estructura se realizó un análisis estático y un análisis dinámico respetando los parámetros establecidos en los Artículos 17 y 18 de la norma sismorresistente E-030; así como los valores máximos de desplazamiento lateral estipulados en la norma EMDL.

Con el análisis estático se determinó manualmente el periodo fundamental de la estructura, la fuerza cortante en la base y la distribución de la fuerza cortante en cada nivel del edificio.

El análisis dinámico se realizó en el programa ETABS, en el cual se crea un modelo pseudos-tridimensional del edificio y con el uso de un espectro de aceleraciones se determina el desplazamiento lateral de entrepisos, el periodo de la estructura y las fuerzas cortantes y momentos flectores de los muros debidos al sismo.

5.3 MODELO ESTRUCTURAL

Como se ha mencionado con anterioridad, se creó un modelo pseudo-tridimensional en el programa ETABS, teniendo en cuenta todas las características estructurales del edificio a diseñar tales como:

- El edificio consta de 5 pisos, la altura de total del edificio es de 13.00m, cada piso con una altura de 2.60m.
- Se define los ejes para la ubicación de los elementos estructurales (muros).
- Se definen los materiales y las resistencias del concreto para los diversos elementos estructurales (muros, losas, vigas, etc).
- Se definen las secciones de los elementos ya mencionados para luego ser asignados en los ejes definidos.
- Se crearon diafragmas rígidos en cada nivel del edificio, los cuales poseen 3 grados de libertad: 2 de traslación (X e Y) y 1 de rotación (giro en Z). Estos diafragmas rígidos permiten unificar los desplazamientos laterales de los elementos para un determinado nivel.
- Se modelaron los muros de corte en cada dirección, observándose que se tiene una mayor densidad de muros en la dirección Y. Dichos muros están ligados entres sí por el diafragma rígido.

- Para el análisis dinámico se elabora el espectro de aceleraciones según los parámetros sísmicos que se muestran más adelante.
- Luego se definieron los casos de carga estáticos (CM y CV) y los casos de carga del espectro de aceleraciones, en el cual se considera una excentricidad del 5%.
- Se asignó únicamente las cargas que caen sobre el diafragma (carga muerta y viva), puesto que el programa ya considera el peso propio de los muros de corte.
- Por último se definieron las combinaciones de carga estipuladas por la Norma Peruana.

En la figura 5.1 se muestra el modelo elaborado en el programa ETABS v9.0.4, en el cual se pueden observar los ejes definidos, los muros de corte, las vigas chatas y los diafragmas rígidos.

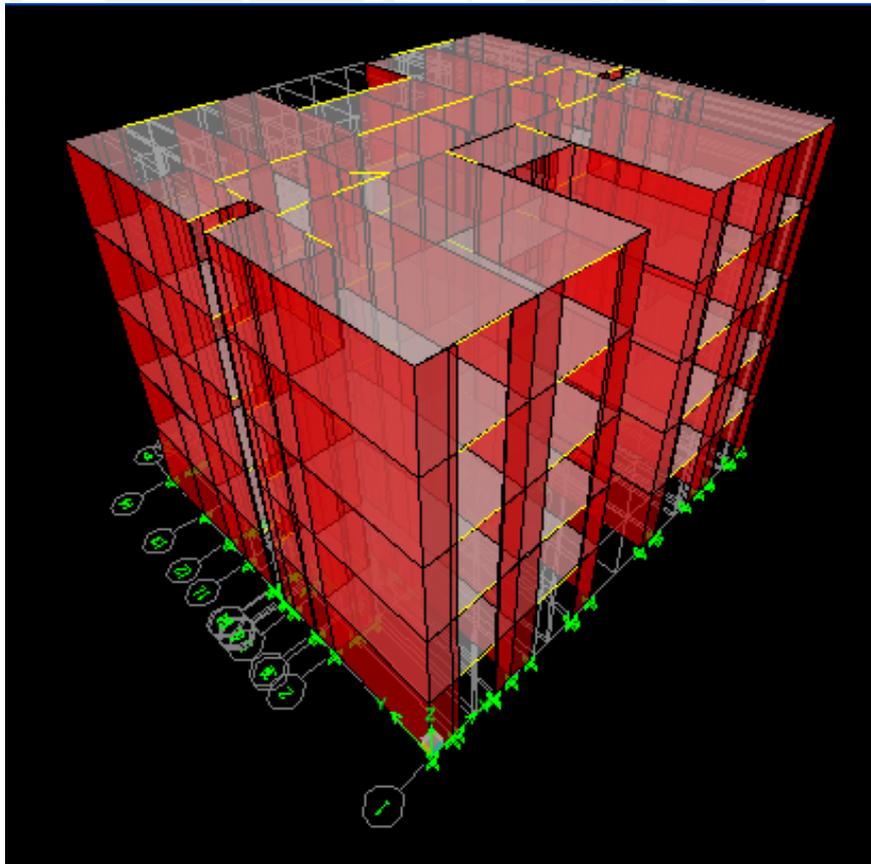


Fig. 5.1 Modelo estructural del edificio

Como ya se ha mencionado anteriormente, es objetivo del presente proyecto de tesis determinar si es posible usar muros de 10cm o si se requiere de un espesor mayor.

Debido a eso, en primera instancia se modeló la estructura considerando un espesor de 10cm para todos los muros en ambas direcciones. Los resultados de este primer análisis fueron aceptables teniendo en cuenta que los desplazamientos de entrepiso divididos entre la altura de entrepiso no superaban el valor de 0.005, que es el máximo estipulado por la norma EMDL.

Sin embargo, al obtener los valores de las fuerzas cortantes y momentos flectores en la dirección X (la cual tiene menor densidad de muros), el muro M15 absorbía aproximadamente el 55% de la fuerza cortante total, resultado que no era aceptable debido a que este muro tendría demasiada responsabilidad sísmica.

Por lo tanto se realizó un segundo análisis con la finalidad de reducir los esfuerzos en el muro M15 para la dirección X. En este segundo análisis se consideró aumentar el espesor de todos los muros en la dirección X para los dos primeros pisos del edificio, obteniéndose resultados aceptables en cuanto a desplazamientos, pero el Muro M15 aún absorbía gran parte de la fuerza cortante total.

Se realizaron dos análisis adicionales aumentando los espesores a 15cm para todos los muros en la dirección X para los tres primeros pisos y luego para los cinco pisos del edificio.

Finalmente, resultados aceptables en cuanto a desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos flectores se obtuvieron al considerar un espesor de 15cm para todos los muros en la dirección X en los cinco pisos del edificio excepto para muro M15 en el cual, para la dirección de análisis, se redujo el espesor a 10cm.

5.4 PARÁMETROS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

Para realizar el análisis sísmico, es necesario determinar los siguientes parámetros:

Parámetros de Sitio:

Según la ubicación del edificio, este se encuentra en la Zona Sísmica 3. Por lo tanto el factor de zonificación es:

$$\mathbf{Z = 0.4}$$

Condiciones Geotécnicas:

El suelo de cimentación es de Tipo S_3 , por lo tanto el factor de suelo es:

$$\mathbf{S = 1.4}$$

Y el período de la plataforma del espectro de aceleración es:

$$\mathbf{T_p = 0.9 \text{ s}}$$

Categoría de la Edificación:

El edificio está destinado a vivienda multifamiliar, por lo cual está dentro de la Categoría C Edificaciones Comunes, por lo tanto el factor de uso es:

$$\mathbf{U = 1.0}$$

Sistema Estructural:

El sistema estructural está conformado por muros de concreto de ductilidad limitada. Debido a las entrantes de la planta se podría interpretar que el edificio es irregular, sin embargo en coordinación con el Director de la presente tesis, teniendo en cuenta la simetría de la estructura, se despreció esta irregularidad.

Por lo tanto el factor de reducción es:

$$\mathbf{R = 4}$$

Factor de Amplificación Sísmica:

Debido a que T_p es mayor que el período fundamental T , el factor de amplificación sísmica es:

$$\mathbf{C = 2.5}$$

5.5 ANÁLISIS ESTÁTICO

5.5.1 GENERALIDADES

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

Debe emplearse solo para edificios sin irregularidades y de una altura no mayor a 15 metros según lo establece el Artículo 14 (14.2) de la Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

5.5.2 PERIODO FUNDAMENTAL

Para cada dirección el período fundamental se estimara mediante la siguiente expresión:

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

donde: h_n = altura del edificio = 13.00 m.

C_t = 60, para estructuras de concreto armado cuyos elementos resistentes sean fundamentalmente muros de corte.

Por lo tanto el período fundamental para ambas direcciones será:

$$T = 0.217 \text{ seg.}$$

5.5.3 PESO DE LA EDIFICACIÓN

El peso de la edificación se calculó adicionando a la carga muerta una reducción de carga viva. Según el Artículo 16.3-b de la Norma E.030, para edificaciones de Categoría C, se considerará el 25 % de la carga viva.

Con este peso se obtiene la masa traslacional y la inercia rotacional de cada nivel del edificio.

Tabla 5.1 Peso Total del Edificio

Nivel	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)	25% Carga viva	Peso (ton)	Área (m ²)	Ratio (ton/m ²)
1	169,00	39,73	9,93	178,93	198,63	0,90
2	169,00	39,73	9,93	178,93	198,63	0,90
3	169,00	39,73	9,93	178,93	198,63	0,90
4	169,00	39,73	9,93	178,93	198,63	0,90
5	159,50	19,86	4,97	164,47	198,63	0,83
				Peso Total		880,19

Tabla 5.2 Propiedades de Diafragma Rígido de cada nivel del Edificio

Nivel	Xcg (m)	Ycg (m)	Peso (ton)	Masa (ton*s ² /m)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Área (m ²)	Inercia Rotacional (ton*m*s ²)
1	8,02	6,97	178,93	18,24	3424	4131	198,63	693,76
2	8,02	6,97	178,93	18,24	3424	4131	198,63	693,76
3	8,02	6,97	178,93	18,24	3424	4131	198,63	693,76
4	8,02	6,97	178,93	18,24	3424	4131	198,63	693,76
5	8,02	6,96	164,47	16,77	3424	4131	198,63	637,67

5.5.4 FUERZA CORTANTE EN LA BASE

La fuerza cortante total en la base de la estructura, se determinará mediante la siguiente expresión:

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

Con los parámetros sísmicos descritos en el punto 4, se obtiene, **para ambas direcciones**, el valor de:

$$\frac{ZUCS}{R} = 0.35$$

Con lo cual se obtiene la fuerza cortante basal estática. Según el Artículo 17.4, se obtiene la fuerza cortante para cada nivel del edificio mediante la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i \times h_i}{\sum P_i \times h_i} \times V$$

donde : F_i : Fuerza en el nivel "i".

P_i : Peso del nivel "i".

h_i : Altura del nivel "i" con relación al nivel del terreno.

Fuerza cortante basal estática:

$$V = 0.35 \times 880.19 \text{ ton}$$

$V_{\text{est.}} = 308.07 \text{ ton}$
--

Tabla 5.3 Fuerza cortante estática en cada nivel del edificio.

Nivel	Peso (ton)	Altura (m)	Peso x Altura (ton*m)	%	V estático (ton)	EJE X	EJE Y
						Fuerza c/piso (ton)	Fuerza c/piso (ton)
1	178,93	2,60	465,22	6,85	308,07	21,11	21,11
2	178,93	5,20	930,44	13,70	308,07	42,21	42,21
3	178,93	7,80	1395,67	20,55	308,07	63,32	63,32
4	178,93	10,40	1860,89	27,41	308,07	84,43	84,43
5	164,47	13,00	2138,05	31,49	308,07	97,00	97,00
	880,19		6790,27	100,00		308,07	308,07

5.5.5 EFECTOS DE TORSIÓN

Según la Norma NTE – 030, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de excentricidades accidentales para cada dirección de análisis. La excentricidad accidental en cada nivel será el 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Por tanto, para analizar la estructura se deben desplazar los centros de masa una distancia igual a la excentricidad accidental para cada dirección del edificio.

$$\text{Sismo en X – X} \quad \rightarrow \quad e_a = 0.05 * 14 \quad = 0.70 \text{ m.}$$

$$\text{Sismo en Y – Y} \quad \rightarrow \quad e_a = 0.05 * 16.15 \quad = 0.81 \text{ m.}$$

5.6 ANÁLISIS DINÁMICO

Debido a que la edificación es convencional el análisis dinámico se realizó mediante el procedimiento de combinación espectral requerido por la norma NTE – 030. Artículo 18. Para dicho análisis es necesario definir lo siguiente:

5.6.1 MODOS DE VIBRACIÓN

De acuerdo a los grados de libertad de cada diafragma se utilizó 3 modos de vibración por cada piso, teniendo, para el edificio de 5 pisos, 15 modos de vibración que serán calculados por el programa ETABS.

5.6.2 ACELERACIÓN ESPECTRAL

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones establecido por la norma NTE-030, que esta definido por la siguiente expresión:

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

El espectro de pseudo-aceleraciones resultante fue:

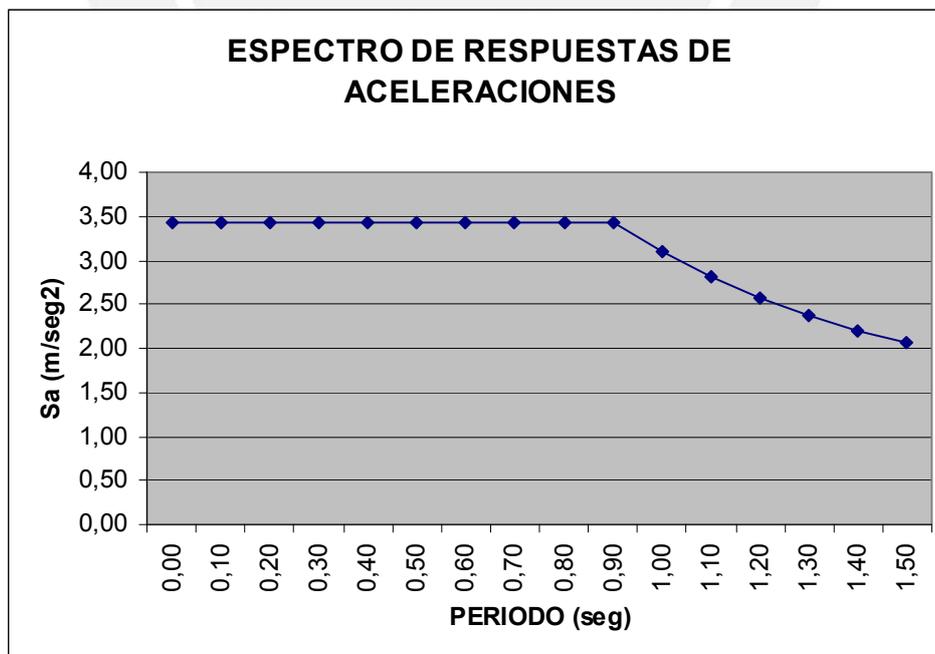


Fig. 5.2. Espectro de pseudo-aceleraciones para ambas direcciones.

5.6.3 CRITERIOS DE COMBINACIÓN

Para obtener las respuestas máximas, en el programa ETABS, se utilizó la combinación cuadrática completa "CQC" de los valores calculados para cada modo. Según la NTE-030, Art. 18.2-c, para cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total de la estructura.

5.6.4 FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE

Según la Norma NTE-030 para cada una de las direcciones analizadas, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% de la fuerza cortante basal estática. Dado dicho requerimiento se toma como fuerza cortante de diseño al 80% de la fuerza cortante estática, ya que la fuerza cortante dinámica es menor de acuerdo al análisis dinámico efectuado.

Por lo tanto, para que todos los elementos estructurales del edificio cumplan con lo establecido en la norma, los resultados de fuerzas cortantes y momentos flectores obtenidos por el análisis dinámico deben ser multiplicados por el factor de amplificación: **(80%Vest.)/ (Vdin.)**.

5.7 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

5.7.1 CORTANTE EN LA BASE

Como se indicó anteriormente, si la fuerza cortante en la base proveniente del análisis dinámico es menor que el 80% de la fuerza cortante estática, se deberán amplificar los valores de las fuerzas cortantes y momentos por un factor igual a:

Tabla 5.4 Factor de amplificación.

				Factor de amplificación
Dirección	V estático (ton)	80% V estático (ton)	V dinámico (ton)	0.8*Vest./Vdin.
X - X	308,07	246,46	215,4	1,14
Y - Y	308,07	246,46	224,5	1,10

5.7.2 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Según lo estipulado en la norma NTE-030, Art. 16.4, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0.75R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico.

Se debe tener en cuenta que, de acuerdo con la Norma para el Diseño de Edificios con Muros de Concreto de Ductilidad Limitada (NEMDL), el máximo desplazamiento permitido es: **Máx. Desplazamiento = $0.005 \times$ Altura de entrepiso**

Por lo tanto, considerando una altura de entrepiso de 2.60 metros, un factor de reducción sísmico $R = 3$, y teniendo en cuenta los requerimientos de la norma, se obtuvieron los siguientes resultados:

Dirección X - X

Tabla 5.5 Máximos Desplazamientos

Nivel	Desplazamiento Máximo (m)	Desplazamiento Relativo de entrepiso (m)	Máximo Desplaz. de entrepiso Permitido (m)
1	0,0021	0,0021	0,013
2	0,0066	0,0045	0,013
3	0,0120	0,0054	0,013
4	0,0177	0,0057	0,013
5	0,0237	0,0060	0,013

Tabla 5.6 Desplazamientos del Centro de Masas.

Nivel	Desplazamiento Máximo (m)	Desplazamiento Relativo de entrepiso (m)	Máximo Desplaz. de entrepiso Permitido (m)
1	0,0021	0,0021	0,013
2	0,0063	0,0042	0,013
3	0,0117	0,0054	0,013
4	0,0174	0,0057	0,013
5	0,0231	0,0057	0,013

Dirección Y – Y**Tabla 5.7 Máximos Desplazamientos**

Nivel	Desplazamiento Máximo (m)	Desplazamiento Relativo de entrepiso (m)	Máximo Desplaz. de entrepiso Permitido (m)
1	0,0006	0,0006	0,013
2	0,0012	0,0006	0,013
3	0,0024	0,0012	0,013
4	0,0033	0,0009	0,013
5	0,0042	0,0009	0,013

Tabla 5.8 Desplazamientos del Centro de Masas.

Nivel	Desplazamiento Máximo (m)	Desplazamiento Relativo de entrepiso (m)	Máximo Desplaz. de entrepiso Permitido (m)
1	0,0003	0,0003	0,013
2	0,0012	0,0009	0,013
3	0,0018	0,0006	0,013
4	0,0027	0,0009	0,013
5	0,0036	0,0009	0,013

5.7.3 MODOS, PERÍODOS Y MASAS EFECTIVAS

Como ya se mencionó anteriormente, según la NTE-030, Art. 18.2-c, para cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en cada dirección de análisis.

Tabla 5.9 Modos, Períodos y Masas efectivas

Modo	Periodo (seg)	Masa Efectiva (%)		Acumulado (%)	
		UX	UY	UX	UY
1	0,248	71,25	0,00	71,251	0,000
2	0,106	0,00	0,00	71,253	0,000
3	0,096	0,00	74,55	71,253	74,549
4	0,057	19,47	0,00	90,722	74,549
5	0,029	0,01	0,00	90,731	74,549
6	0,026	0,00	19,54	90,731	94,091
7	0,026	5,74	0,00	96,472	94,091
8	0,016	2,55	0,00	99,020	94,091
9	0,015	0,00	0,00	99,020	94,091
10	0,013	0,00	4,24	99,020	98,333
11	0,011	0,98	0,00	99,999	98,333
12	0,010	0,00	0,00	99,999	98,333
13	0,010	0,00	1,36	99,999	99,688
14	0,008	0,00	0,00	100,000	99,688
15	0,008	0,00	0,31	100,000	100,000

5.7.4 FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLECTORES

Al realizar el análisis sísmico, se obtuvieron los factores de amplificación para cada dirección, mostrados en la Tabla 5.4. Adicionalmente se definieron nuevas combinaciones de carga, en las cuales se amplificó la carga de sismo por dichos factores en la dirección correspondiente, de esa manera se obtuvieron los valores de los momentos flectores y las fuerzas cortantes.

Adicionalmente los valores de las fuerzas cortantes serán amplificados por la relación de sus momentos (M_n/μ_u) con la finalidad de evitar una falla frágil en el elemento, este factor se mostrará posteriormente cuando se realice el diseño de las placas.

En la tabla 5.10 y 5.11 se muestran los valores de las fuerzas cortantes y momentos flectores en la dirección X e Y respectivamente para el muro más exigido (M 15), como

ya se mencionó, los valores de las fuerzas cortantes señalados a continuación deben ser amplificados por el factor M_n/M_u .

Tabla 5.10 Fuerza cortantes y Momentos en la dirección X. Muro M15

Nivel	Combinación	Vu (ton)	Mu (ton*m)
5	1.5CM + 1.8CV	0	0
	1.25CM + 1.25CV + Sx	43	67.843
	1.25CM + 1.25CV - Sx	-43	-67.843
	0.9CM + Sx	43	67.843
	0.9CM - Sx	-43	-67.843
4	1.5CM + 1.8CV	0	0
	1.25CM + 1.25CV + Sx	68.93	191.596
	1.25CM + 1.25CV - Sx	-68.93	-191.596
	0.9CM + Sx	68.93	191.596
	0.9CM - Sx	-68.93	-191.596
3	1.5CM + 1.8CV	0	0
	1.25CM + 1.25CV + Sx	89.57	368.659
	1.25CM + 1.25CV - Sx	-89.57	-368.66
	0.9CM + Sx	89.57	368.659
	0.9CM - Sx	-89.57	-368.659
2	1.5CM + 1.8CV	0	0
	1.25CM + 1.25CV + Sx	101.55	583.526
	1.25CM + 1.25CV - Sx	-101.55	-583.527
	0.9CM + Sx	101.55	583.526
	0.9CM - Sx	-101.55	-583.526
1	1.5CM + 1.8CV	0	0
	1.25CM + 1.25CV + Sx	70.12	734.686
	1.25CM + 1.25CV - Sx	-70.12	-734.687
	0.9CM + Sx	70.12	734.686
	0.9CM - Sx	-70.12	-734.686

Tabla 5.11 Fuerzas cortantes y Momentos en la dirección Y. Muro M15

Nivel	Combinación	Vu (ton)	Mu (ton*m)
5	1.5CM + 1.8CV	-3.98	-0.955
	1.25CM + 1.25CV + SY	1.43	9.203
	1.25CM + 1.25CV - SY	-7.74	-10.453
	0.9CM + SY	2.89	9.991
	0.9CM - SY	-6.29	-9.665
4	1.5CM + 1.8CV	-3.54	0.462
	1.25CM + 1.25CV + SY	6.63	31.779
	1.25CM + 1.25CV - SY	-12.23	-30.901
	0.9CM + SY	7.96	31.85
	0.9CM - SY	-10.91	-30.83
3	1.5CM + 1.8CV	-2.98	3.399
	1.25CM + 1.25CV + SY	10.35	63.763
	1.25CM + 1.25CV - SY	-15.06	-58.33
	0.9CM + SY	11.48	62.586
	0.9CM - SY	-13.94	-59.507
2	1.5CM + 1.8CV	-2.14	8.601
	1.25CM + 1.25CV + SY	13.36	103.57
	1.25CM + 1.25CV - SY	-16.74	-90.003
	0.9CM + SY	14.17	100.29
	0.9CM - SY	-15.93	-93.283
1	1.5CM + 1.8CV	-0.81	17.439
	1.25CM + 1.25CV + SY	15.05	148.684
	1.25CM + 1.25CV - SY	-16.34	-121.242
	0.9CM + SY	15.36	141.92
	0.9CM - SY	-16.03	-128.007

5.7.5 PERÍODO DE VIBRACIÓN

De los resultados del análisis dinámico se puede observar los tres modos que poseen la mayor cantidad de participación de masa para cada dirección y sus respectivos periodos.

De acuerdo al tema de tesis, el suelo considerado es de tipo S_3 por lo tanto tiene un valor de $T_p = 0.9$ seg. Se observa que el periodo de la estructura obtenido mediante el análisis dinámico es de 0.248seg, valor que es mayor que el periodo fundamental que resulta del análisis estático ($T=0.217$ seg), por lo tanto, se verifica que el factor C será de 2.5 tal como se había calculado en primera instancia.

5.8 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

Según los lineamientos establecidos en la norma sismorresistente E-030, en el Artículo 15.2, toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia mínima estará definida mediante las siguientes expresiones:

$$s \geq 3 + 0.004 \times (h - 500) \quad (h \text{ y } s \text{ en centímetros})$$

$$s > 3 \text{ cm.}$$

donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

Por lo tanto, dado que en nuestro caso el valor de $h = 1300$ cm se tiene que:

$$s = 6.2\text{cm}$$

La norma también indica que el edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que $2/3$ del desplazamiento máximo calculado ni menores que $s/2$.

En nuestro caso el desplazamiento máximo calculado fue de 2.37cm, por lo tanto:

$$2/3 \text{ del desplazamiento máximo} = (2/3) \times 2.37 = 1.58\text{cm}$$

$$\text{Valor de } s/2 = 6.2 / 2 = 3.1\text{cm}$$

Finalmente se consideró que el edificio se retirará **5cm** de los límites de propiedad adyacentes.

Capítulo 6

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

6.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Las losas aligeradas forman parte del sistema de techado denominado losas nervadas, están conformadas por viguetas espaciadas en una o dos direcciones y una losa de concreto en la parte superior.

Las dimensiones de la losa aligerada para nuestra estructura están dadas en el capítulo de predimensionamiento. El diseño de las losas se realizó de acuerdo al diseño por flexión y por cortante estipulados en la norma de diseño de concreto armado NTE-E.060.

La losa aligerada esta dada en una misma dirección para toda la estructura, por lo tanto el diseño se realizo en 4 tramos, los cuales fueron modelados, en el programa ETABS, como viguetas continuas, con apoyo en columnas, tomando una franja de losa de ancho de vigueta 0.40 m y las solicitaciones por momento flector y fuerza cortante fueron calculadas por dicho programa.

La Resistencia Requerida (U) debida a cargas muertas y cargas vivas estará definida por la siguiente combinación:

$$U = 1.5 CM + 1.8 CV$$

Los factores de reducción ϕ serán igual a:

Para flexión: $\phi = 0.90$

Para cortante: $\phi = 0.85$

6.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión de la losa aligerada se realizó teniendo en cuenta los lineamientos de la norma de diseño de concreto armado NTE-E.060, capítulo 11.

6.2.1 HIPÓTESIS DE DISEÑO

Las losas aligeradas se diseñan por flexión como secciones rectangulares tanto para las secciones con momento positivo como negativo.

El diseño de elementos sujetos a flexión deberá satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, y deberá basarse en las siguientes hipótesis:

- a) La máxima deformación utilizable del concreto en la fibra extrema a compresión se supondrá igual a 0.003.
- b) La resistencia a tracción del concreto no será considerada en los cálculos.
- c) Se utiliza el bloque equivalente de compresiones o rectángulo de Whitney, definido por $0.85f'c$ como esfuerzo distribuido hasta una distancia $a=\beta_1*c$, donde "c" es el eje neutro.
- d) El factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para resistencias de concreto $f'c$ hasta de 280 Kg /cm².

6.2.2 REFUERZO MÁXIMO POR FLEXION

Según la norma NTE-E.060, capítulo 11, el refuerzo máximo para la losa a flexión no deberá ser mayor que $0.75p_b$, donde p_b representa a la cuantía balanceada.

Para la losa predimensionada con $h=0.17$ m, se tiene:

$$A_{s+ \text{ bal.}} = 9.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s- \text{ bal.}} = 2.97 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$A_{s+ \text{ max}} = 0.75 (9.35) = 7.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s- \text{ max}} = 0.75 (2.97) = 2.23 \text{ cm}^2$$

6.2.3 REFUERZO MÍNIMO POR FLEXIÓN

Se debe colocar un acero mínimo por flexión que garantice un momento resistente mayor o igual a 1.5 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}), tanto para momento positivo como negativo. Es decir:

$$\emptyset M_n \geq 1.5 M_{cr}$$

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares podrá calcularse con:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{f_y}$$

Alternativamente el área del refuerzo negativo o positivo en cada sección del elemento deberá ser por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis (1.3 veces el acero necesario por flexión).

Por lo tanto para una losa aligerada con $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$, $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ y peralte $h=0.17 \text{ m}$. se tiene la siguiente tabla:

Ig (cm ⁴)	M+cr (kg*m)	M-cr (kg*m)	As+ min. (cm ²)	As- min. (cm ²)
7275	185	376	0,53	1,17

6.2.4 REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para resistir los esfuerzos de contracción y temperatura, en losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en una dirección, se debe proporcionar de refuerzo perpendicular al refuerzo por flexión.

Debido a que en la losa aligerada se usara barras corrugadas con $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ se tiene una cuantía mínima de 0.0018.

6.3 DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte de la losa aligerada se realizó teniendo en cuenta los lineamientos de la norma de diseño de concreto armado NTE-E.060, capítulo 13.

6.3.1 RESISTENCIA AL CORTE

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante se basa en la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_u$$

6.3.2 CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO A LA RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia nominal para los aligerados (V_n) está definida solamente por la contribución del concreto (V_c) y no se toma en cuenta la contribución del refuerzo ($V_s=0$). Además la norma indica que se puede diseñar la losa aligerada considerando un aumento del 10% en la resistencia al corte del concreto, por lo tanto la resistencia al corte del concreto se define con la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

La norma indica que en caso que la resistencia al corte del concreto (V_c) no sea suficiente, se tendrá que utilizar ensanches por cortante o flexión en los aligerados

para mejorar la capacidad de la vigueta frente a fuerzas cortantes, pudiéndose utilizar ensanches corridos o alternados.

6.4 CONTROL DE DEFLEXIONES

6.4.1 PERALTES MÍNIMOS PARA NO VERIFICAR DEFLEXIONES

De acuerdo a la norma (Art. 10.4.1) en losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10 cm. de ancho y losa superior de 5 cm., con sobrecargas menores a 300 kg/m² y luces menores a 7.5 m. no será necesario verificar deflexiones si:

$$h \geq \text{luz} / 25$$

En nuestro caso la luz de mayor valor es de 4.05 m. con lo que se obtiene:

$$h = 0.17 \geq 4.05 / 25 = 0.16 \quad \text{OK!}$$

6.5 DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA DEL PISO TÍPICO

A continuación se presenta el diseño del tramo más exigido de la losa aligerada del piso típico de la estructura, como ya se mencionó anteriormente, este diseño ha sido realizado en 4 tramos: tramo B-D, tramo D-E, tramo E-F y por último el tramo F-G, siendo el más exigido el tramo D-E.

6.5.1 METRADO DE CARGAS

Piso Típico:

CM:	Pp. Aligerado	= 280*0.40	= 112 kg/m
	Piso terminado	= 100*0.40	= 40 kg/m
	Entonces	Wcm	= 152 kg/m
CV:	s/c	= 200*0.40	= 80 kg/m
	Entonces	Wcv	= 80 kg/m
Por lo tanto:	La carga de servicio será:	Ws	= 232 kg/m
	La carga última será:	Wu	= 372 kg/m

Azotea:

CM:	Pp. Aligerado	= 280*0.40	= 112 kg/m
	Piso terminado	= 100*0.40	= 40 kg/m
	Entonces	Wcm	= 152 kg/m

$$CV: \quad s/c \quad = 100 \cdot 0.40 \quad = 40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Entonces} \quad \quad \quad \mathbf{W_{cv}} \quad = \mathbf{40 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Por lo tanto:} \quad \text{La carga de servicio será:} \quad \mathbf{W_s = 192 \text{ kg/m}}$$

$$\text{La carga última será:} \quad \quad \quad \mathbf{W_u = 300 \text{ kg/m}}$$

Del análisis estructural se obtienen los momentos flectores a la cara del apoyo y las fuerzas cortantes a “d” de la cara del apoyo.

6.5.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

En la tabla 6.1 se muestra el diseño por flexión del tramo más exigido, teniendo en cuenta que se utilizó un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 6.1 Diseño por flexión Tramo D-E

Tramo D - E								
	Mu (kg*cm)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As nec. (cm ²)	1,3 As nec.(cm ²)	As min. (cm ²)	Acero colocado
Mu (neg.) Eje 1	49400	10	14	2,40	1,02	1,33	1,17	1 Ø 3/8" + 1 Ø 8mm
Mu (neg.) Eje 2'	63900	10	14	3,21	1,36	1,77	1,17	2 Ø 3/8"
Mu (neg.) Eje 5	57000	10	14	2,82	1,20	1,56	1,17	1 Ø 3/8" + 1 Ø 8mm
Mu (neg.) Eje 7'	63900	10	14	3,21	1,36	1,77	1,17	2 Ø 3/8"
Mu (neg.) Eje 9	49400	10	14	2,40	1,02	1,33	1,17	1 Ø 3/8" + 1 Ø 8mm
Mu (pos.) Tramo 1- 2'	35000	40	14	0,39	0,67	0,87	0,53	1 Ø 3/8"
Mu (pos.) Tramo 2' - 5	30500	40	14	0,34	0,58	0,76	0,53	1 Ø 3/8"
Mu (pos.) Tramo 5 - 7'	30500	40	14	0,34	0,58	0,76	0,53	1 Ø 3/8"
Mu (pos.) Tramo 7' - 9	35000	40	14	0,39	0,67	0,87	0,53	1 Ø 3/8"

6.5.3 DISEÑO POR CORTE

De acuerdo con los criterios mencionados anteriormente, se presenta en la tabla 6.2 el diseño por corte del tramo más exigido:

Tabla 6.2 Diseño por corte Tramo D-E

Tramo D - E				
	F'c (kg/cm ²)	d (cm)	phi*Vc (kg)	Vu (kg)
V eje 1	210	14	1005	826
V eje 2' izq.	210	14	1005	897
V eje 2' der.	210	14	1005	847
V eje 5 izq.	210	14	1005	838
V eje 5 der.	210	14	1005	838
V eje 7' izq.	210	14	1005	847
V eje 7' der.	210	14	1005	897
V eje 9	210	14	1005	826

phi*Vc >= Vu ----- ok! No se necesitan ensanches

Capítulo 7

DISEÑO DE MUROS

7.1 CONSIDERACIONES GENERALES

En esta sección se presentan los requerimientos mínimos para el diseño de los muros o placas. Se presentan las consideraciones en lo que se refiere al diseño por flexo compresión, diseño por corte y diseño por corte por fricción.

Adicionalmente se presenta el diseño del muro más solicitado de la estructura para ambas direcciones, considerando un diseño para el primer nivel y otro para el tercer nivel del edificio

El diseño de los muros se realizó teniendo en cuenta los parámetros establecidos en la norma de diseño de concreto armado E-060 y en la norma de diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada (NEMDL).

Entre los criterios que se consideraron para el diseño de los muros tenemos:

- La resistencia a la compresión del concreto es de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$, el cual es el valor mínimo según la norma EMDL.
- El espesor mínimo de los muros deberá ser de 10cm.
- Se utilizó como refuerzo de acero barras corrugadas de grado 60 siguiendo las especificaciones ASTM A615 y ASTM A706. En el diseño no se utilizaron mallas electro soldadas.

7.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

En el diseño por flexo compresión se debe cumplir con la siguiente expresión:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Se colocará el refuerzo uniformemente distribuido a lo largo de la placa, teniendo en cuenta el acero mínimo de refuerzo vertical y horizontal, los cuales están definidos mediante las siguientes limitaciones:

Si $V_u > 0.5\phi V_c$ entonces $p_h \geq 0.0025$ y $p_v \geq 0.0025$

Si $V_u < 0.5\phi V_c$ entonces $p_h \geq 0.0020$ y $p_v \geq 0.0015$

Adicionalmente se debe tener en cuenta que si el esfuerzo por compresión debido a la carga axial en el muro es mayor que el 10% de la resistencia por compresión del concreto se podrá reducir la cuantía vertical p_v a 0.0015.

En edificios de mas de tres pisos, como es nuestro caso, deberá proveerse de refuerzo necesario para garantizar una resistencia nominal a flexo compresión del muro por lo menos igual a 1.2 veces el momento de agrietamiento de su sección.

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

Esta disposición puede limitarse al tercio inferior del edificio y a no menos de los dos primeros pisos.

El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda a 0.01 o que sea necesario por compresión (Art. 15.4.2.4). Adicionalmente se debe tener en cuenta lo establecido en el Art. 2.6 de la norma EMDL, en el cual se presenta una relación de profundidad del eje neutro para comprobar la necesidad de confinar el refuerzo vertical en los extremos del muro.

$$c = \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\Delta m}{h_m} \right)} \quad (7.1)$$

Donde: l_m : Longitud del muro en el plano horizontal.

h_m : Altura total del muro.

Δm : Desplazamiento del nivel más alto del muro, correspondiente a hm y que debe ser calculado de acuerdo al artículo 16.4 de la NTE E-030.

La profundidad del eje neutro se obtuvo haciendo uso del programa computacional GALA. Además se consideró el mayor valor de “c” que se obtenga de considerar compresión a cada lado del muro.

Cuando el valor de “c” no cumpla con la relación (7.1), los extremos del muro deberán confinarse con estribos cerrados, para lo cual deberá incrementarse el espesor del muro a un mínimo de 15cm. Los estribos de confinamiento deberán tener un diámetro mínimo de 8mm y un espaciamiento máximo de 12 veces el diámetro de la barra vertical, pero no mayor a 0.20m.

Una vez escogido el refuerzo a colocar, para determinar la resistencia por flexión se deberá construir el diagrama de interacción de cada muro y se verificará que el punto (P_u , M_u) de la combinación más crítica se ubique dentro de la curva del diagrama de interacción, la cual está definida por los valores resistentes.

Debido a que la gran mayoría de los muros del edificio no son simétricos respecto al eje perpendicular a la dirección de análisis, se debe construir un diagrama de interacción para cada sentido de dicha dirección.

7.3 DISEÑO POR CORTE

El diseño de las secciones transversales de las placas o muros de corte sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde: V_u : Resistencia requerida por corte de la sección
 V_n : Resistencia nominal al corte de la sección.

Según la norma EMDL, la resistencia nominal al corte se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \phi (A_c \times \alpha \times \sqrt{f'c}) + \phi (A_c \times \rho h \times f_y) \quad (7.2)$$

Donde: V_c : Resistencia al corte del concreto.
 V_s : Resistencia al corte del acero de refuerzo.
 ϕ : Factor de reducción de resistencia por corte = 0.85
 A_c : Área de corte del muro en la dirección analizada.
 ρh : Cuantía horizontal del muro.
 α : Valor que depende del cociente entre la altura total de muro hm y la longitud del muro en planta lm

$$\text{Si } \left(\frac{hm}{lm} \right) \leq 1.5 \quad \alpha = 0.80$$

$$\text{Si } \left(\frac{hm}{lm} \right) \geq 2.5 \quad \alpha = 0.53$$

$$\text{Si } 1.5 < \left(\frac{hm}{lm} \right) < 2.5 \quad \alpha \text{ se obtiene interpolando entre } 0.80 \text{ y } 0.53.$$

El valor máximo de V_n será: $V_n \leq 2.7 \times \sqrt{f'c} \times A_c \quad (7.3)$

NOTA: En el presente trabajo de tesis se consideró lo establecido en la Norma E-060 la cual es más conservadora cuando se tiene en cuenta que para los casos en los cuales el muro esté sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa o cuando los esfuerzos de compresión en el muro sean menores que el 10% de la resistencia a compresión del concreto, la resistencia al corte del concreto se considera como nula. Es decir:

$$\text{Si } \left(\frac{Nu}{Ag} \right) \leq 0.1 \times f'c \Rightarrow Vc = 0 \quad (7.4)$$

Como se ha mencionado en la sección 5.7.4, en base a la norma EMDL, la fuerza cortante última de diseño (Vu) debe ser mayor o igual que el cortante último proveniente del análisis (Vua) amplificado por el cociente entre el momento nominal asociado al acero colocado (Mn) y el momento proveniente del análisis (Mua), es decir:

$$Vu = Vua \times \left(\frac{Mn}{Mua} \right) \quad (7.5)$$

Para el cálculo de Mn se debe considerar como esfuerzo de fluencia efectivo $1.25fy$. En la mitad superior del edificio podrá usarse 1.5 como valor máximo del cociente (Mn/Mua), en nuestro caso consideramos un valor de 1.5 para el 3er, 4to y 5to piso.

El cociente (Mn/Mua) en algunos casos puede ser superior al factor R considerado en el análisis ($R=4$), para estos casos la Norma indica que se puede diseñar considerando R veces el cortante actuante y un factor de resistencia ϕ igual a 1, debido a que esta situación representa un caso extremo.

Cuando Vu exceda a ϕVc , deberá colocarse refuerzo horizontal por corte. El área de este refuerzo se calculará con la siguiente expresión:

$$Vs = \frac{Av \times fy \times d}{s} \quad (7.6)$$

Se debe tener en cuenta las cuantías mínimas de acuerdo a lo enunciado en la sección 7.2, dependiendo si Vu es mayor o menor que $0.5\phi Vc$. El espaciamiento para la cuantía vertical no deberá exceder al menor valor entre $L/3$, $3t$ ó 45cm , y para la cuantía horizontal la menor distancia entre $L/5$, $3t$ ó 45cm .

7.4 DISEÑO POR CORTANTE POR FRICCIÓN

Se deberá verificar la resistencia al corte por fricción en las juntas de construcción entre muro y piso, suministrando una suficiente cantidad de acero vertical distribuido con la finalidad de que estas juntas sean capaces de transferir la fuerza cortante.

Puede suponerse que a lo largo del plano de corte, tal como la junta de construcción, se producirá una grieta en la cual el desplazamiento relativo es resistido por la fricción mantenida por la armadura a través de la grieta supuesta.

De acuerdo a la Norma EMDL, el refuerzo vertical distribuido debe garantizar una adecuada resistencia al corte por fricción (ϕV_n) en la base de todos los muros. La resistencia al corte por fricción deberá calcularse como:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v \times f_y) \quad (7.7)$$

- donde:
- ϕ : Factor de reducción de resistencia al corte = 0.85
 - μ : Coeficiente de fricción, el cual debe tomarse como $\mu=0.6$. Excepcionalmente cuando se prepare adecuadamente la junta se tomara $\mu=1.0$ y el detalle correspondiente se deberá incluir en los planos.
 - N_u : Fuerza normal última, se calcula en función de la carga muerta (N_m) como $N_u=0.9N_m$.

En caso de no tener suficiente resistencia al corte por fricción se tendrá que reforzar la junta de construcción con un refuerzo distribuido adicional al acero colocado por flexo compresión.

El refuerzo vertical de los muros deberá estar adecuadamente anclado, en la platea de cimentación (o en losa de transferencia), para poder desarrollar su máxima resistencia a tracción, mediante anclajes rectos o con gancho estándar de 90°, las

longitudes correspondientes a ambos casos deberán estar de acuerdo a lo señalado en la Norma E-060.

Cuando excepcionalmente se decida empalmar por traslape todo el acero vertical de los muros de un piso, la longitud de empalme (l_e) deberá ser como mínimo dos veces la longitud de desarrollo (l_d), es decir $l_e = 2l_d$.

A continuación se presenta el diseño del muro más solicitado de la estructura: Muro M15.

7.5 DISEÑO DEL MURO MÁS SOLICITADO

En la Fig. 3.2 se puede observar la nomenclatura de los muros de corte. En la presente sección se mostrará el procedimiento utilizado para el diseño del muro más solicitado de acuerdo al análisis estructural efectuado (Muro M15).

Para el diseño de los muros se utilizó concreto de resistencia a compresión $f'_c = 175\text{kg/cm}^2$ y acero estructural grado 60 con $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$.

Debido a que el edificio es de pocos pisos, las cargas generadas por fuerzas sísmicas tienen mayor importancia que las cargas de gravedad. Se realizó el análisis considerando cinco combinaciones de carga respetando los factores estipulados por la Norma E-060, y se obtuvieron, para cada muro, los valores últimos de las cargas axiales (P_u), fuerzas cortantes (V_u) y momentos flectores (M_u).

Se pudo apreciar que la combinación más crítica resultaba ser en algunos casos **1.25CM + 1.25 CV ± CS** y en otros **0.9 CM ± CS**. Debido a ese motivo, para cada muro, se muestra los resultados del diseño de ambas combinaciones.

Se realizó un diseño para los muros del 1er y 2do piso, y otro para los muros del 3er,4to y 5to piso, con un cambio gradual de refuerzo, tal como lo indica la norma.

7.5.1 DISEÑO DEL MURO M15

7.5.1.1 DIRECCION X-X

De acuerdo al análisis estructural realizado y para la combinación más crítica, en la tabla 7.1 se muestran las solicitaciones para el Muro M15 en la dirección X:

Tabla 7.1 Cargas últimas para el Muro M15

	Nivel	5	4	3	2	1
1.25CM +1.25CV ±CS	Pu (ton)	23.9	49.8	75.8	101.9	128.3
	Pu (ton)	24.4	51.7	78.9	106.0	132.9
1.25CM +1.25CV ±CS	Vu (ton)	43.0	68.9	89.6	101.6	70.1
1.25CM +1.25CV ±CS	Mu (ton)	67.8	191.6	368.7	583.5	734.7
0,9CM ± CS	Pu (ton)	-15.12	-29.67	-44.28	-59.01	-73.96
	Pu (ton)	-15.71	-31.57	-47.38	-63.08	-78.58
0,9CM ± CS	Vu (ton)	43.0	68.9	89.6	101.6	70.1
0,9CM ± CS	Mu (ton)	67.8	191.6	368.7	583.5	734.7

DISEÑO POR FLEXO COMPRESIÓN

En primer lugar verificamos si los esfuerzos de compresión son mayores al 10% de la resistencia a compresión del concreto. Para este muro se tiene un valor de $(Pu/Ag) = 10.76 \text{ Kg/cm}^2$, el cual es menor que $0.1xf'c = 17.5 \text{ Kg/cm}^2$, y un espesor de muro de 10cm., por lo tanto la cuantía mínima vertical es $\rho_v = 0.0025$ y el área de refuerzo vertical es de $2.50\text{cm}^2/\text{m}$.

Se decidió colocar para el 1er nivel acero distribuido de 1/2" espaciados a 20cm, y en cada uno de los extremos, mediante una aproximación numérica, se decidió colocar 2Ø5/8" mas 5Ø1/2" espaciados a 15cm. Para el 3er nivel se colocó acero vertical distribuido de 3/8" espaciados a 20cm, y en cada uno de los extremos se colocó 4Ø1/2" espaciados a 15cm.

Con el refuerzo definido se ha construido los diagramas de interacción con la ayuda del programa computacional ETABS v9.0.4, mediante los cuales verificaremos que el refuerzo escogido cumpla con lo estipulado en la sección 7.2, por lo tanto:

- Se verificará para el diseño de los dos primeros pisos que el $M_n \geq 1.2 M_{cr}$. En la tabla 7.2 se muestran los resultados referentes a esta condición:

Tabla 7.2. Momento de agrietamiento y Momento Nominal de la sección

Piso 1	Pu (ton)	Pu/Ag (ton*m2)	Mcr (ton*m)	1.2 Mcr (ton*m)	Mn (ton*m)
1.25CM + 1.25CV + Sx	128,3	107,6	273,1	327,8	965
1.25CM + 1.25CV - Sx	132,9	111,5	276,0	331,2	985
0.9CM + Sx	74,0	62,0	239,7	287,6	895
0.9CM - Sx	78,6	65,9	242,5	291,0	905

- Se verificará que el valor de “c” se encuentre dentro del límite establecido por la relación (7.1).

El mayor valor de la profundidad del eje neutro para el muro M15 fue de 1.91m, obtenido con la ayuda del programa computacional GALA, y de acuerdo a las características del muro, el cual presenta una longitud $l_m = 6.65m$, una altura $h_m = 13.0m$ y una deformación en el nivel superior $\Delta m = 0.0231m$, se obtiene el valor límite de $c = 6.16m$.

Por lo tanto, no se necesita confinar el acero de refuerzo en los extremos del muro, lo cual también comprueba que el espesor del muro de 10cm es adecuado.

- Luego de haber construido el diagrama de interacción se debe verificar que el punto (P_u, M_u) de la combinación más crítica se ubique dentro de la curva del diagrama, la cual está definida por los valores resistentes. En las figuras 7.1 y 7.2 se muestran los diagramas de interacción para el 1er y 3er piso respectivamente, asimismo se muestra en cada diagrama la ubicación de los puntos (P_u, M_u) correspondientes. La leyenda de todos los diagramas de interacción presentados en la presente tesis es la siguiente:

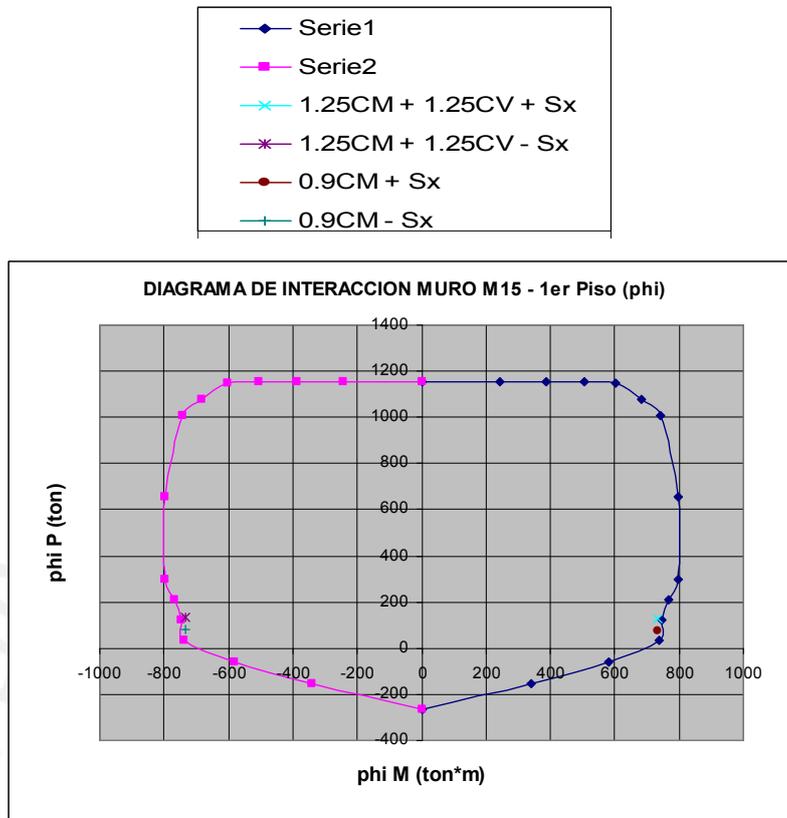


Fig. 7.1 Diagrama de Interacción Muro M15 – 1er Piso (ϕM_n) Eje X.

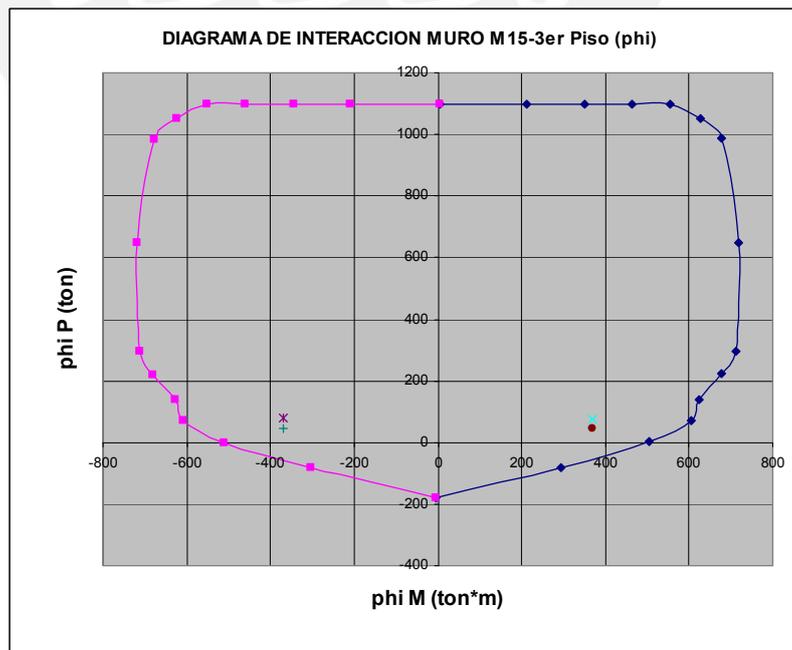


Fig. 7.2 Diagrama de Interacción Muro M15 – 3er Piso (ϕM_n) Eje X.

DISEÑO POR CORTE

De acuerdo a la relación (7.4), para el diseño por corte de este muro, se determinó que la resistencia al corte del concreto será considerada como nula, debido a que el esfuerzo de compresión del primer nivel $P_u/Ag = 10.76\text{Kg/cm}^2$ es menor que $0.1x f'c = 17.5\text{Kg/cm}^2$. Por lo tanto, la fuerza cortante será resistida en su totalidad por el acero de refuerzo (V_s).

Por otro lado, se verifica que el valor de V_u es mayor que $0.5\phi V_c$, por lo cual se considerará una cuantía mínima horizontal y vertical de 0.0025.

En la tabla 7.3 y 7.4 se muestran los resultados del diseño por corte, los procedimientos utilizados se describen a continuación:

En la Tabla 7.3:

- Se muestra el valor correspondiente al momento último proveniente del análisis (M_u), el valor del momento nominal (M_n) considerando como esfuerzo de fluencia efectivo $1.25f_y$, y mediante la relación (7.5) obtenemos el valor de la fuerza cortante última de diseño (V_u).
- Según lo mencionado en la sección 7.3, para la mitad superior del edificio se puede considerar un factor de amplificación de la fuerza cortante proveniente del análisis de 1.5, se observa en la tabla 7.3 que se consideró dicho valor para ambos casos de combinación de carga en el 3er piso.
- Se muestra el límite máximo ($V_n \text{ max}$) para verificar que el valor de V_n obtenido sea menor que dicho límite.

Tabla 7.3 Cortante Ultimo de diseño y cuantía horizontal ph

Piso	Combinacion	Mu dis (ton*m)	Mn (ton*m) <small>$f_y=5250$ kg/cm²</small>	Mn / Mu dis	Vua (ton)	Vu (ton)	Vn max (ton)
1	1.25CM + 1.25CV + Sx	734.7	1055	1.4	70.1	100.7	204.3
	1.25CM + 1.25CV - Sx	-734.7	1065	-1.4	-70.1	101.6	204.3
	0.9CM + Sx	734.7	1005	1.4	70.1	95.9	204.3
	0.9CM - Sx	-734.7	1005	-1.4	-70.1	95.9	204.3

3	1.25CM + 1.25CV + Sx	368.7	810	1.5	89.6	134.4	204.3
	1.25CM + 1.25CV - Sx	-368.7	812	-1.5	-89.6	134.4	204.3
	0.9CM + Sx	368.7	765	1.5	89.6	134.4	204.3
	0.9CM - Sx	-368.7	780	-1.5	-89.6	134.4	204.3

En la Tabla 7.4:

- Se obtiene el valor de $0.5\phi V_c$, el cual al compararlo con V_u determina que la cuantía mínima horizontal es de 0.0025.
- Debido a que se considera como nulo el aporte de la resistencia al corte del concreto, el acero resiste toda la fuerza cortante, por lo tanto, el valor de ϕV_s se considera igual al valor de V_u establecido en la Tabla 7.3.
- Se muestra que el valor de ϕV_n es igual a ϕV_s , lo cual indica que el acero de refuerzo resistirá el total de la fuerza cortante. Teniendo en cuenta que $V_u \leq \phi V_n$ y mediante la ecuación (7.2) obtuvimos la cuantía horizontal necesaria ($ph\ nec.$) para resistir la fuerza cortante última de diseño.
- Debido a que V_u excede a ϕV_c , mediante la ecuación (7.6) se obtiene el espaciamiento del acero de refuerzo horizontal (S) correspondiente al área de acero escogido (A_v).
- Finalmente se verifica que $V_u \leq \phi V_n$ para el diseño por corte de ambos niveles (1er y 3er nivel).

Tabla 7.4 Resistencia nominal al corte de la sección

Piso	Combinacion	ϕV_c (ton)	ϕV_s (ton)	ϕV_n (ton)	ph nec.	ph min.	A_v (cm ²)	S (cm)
1	1.25CM + 1.25CV + Sx	43.5	100.7	100.7	0.0049	0.0025	1.29	24.3
	1.25CM + 1.25CV - Sx	43.5	101.6	101.6	0.0050	0.0025	1.29	24.1
	0.9CM + Sx	43.5	95.9	95.9	0.0047	0.0025	1.29	25.5
	0.9CM - Sx	43.5	95.9	95.9	0.0047	0.0025	1.29	25.5
3	1.25CM + 1.25CV + Sx	43.5	134.4	134.4	0.0066	0.0025	1.29	18.2
	1.25CM + 1.25CV - Sx	43.5	134.4	134.4	0.0066	0.0025	1.29	18.2

	0.9CM + Sx	43.5	134.4	134.4	0.0066	0.0025	1.29	18.2
	0.9CM - Sx	43.5	134.4	134.4	0.0066	0.0025	1.29	18.2

En las figuras 7.3 y 7.4 se muestran los diagramas de interacción considerando como esfuerzo de fluencia efectivo a $1.25f_y$ para el 1er y 3er piso respectivamente. Asimismo se muestra en cada diagrama la ubicación de los puntos (P_u , M_u) correspondientes.

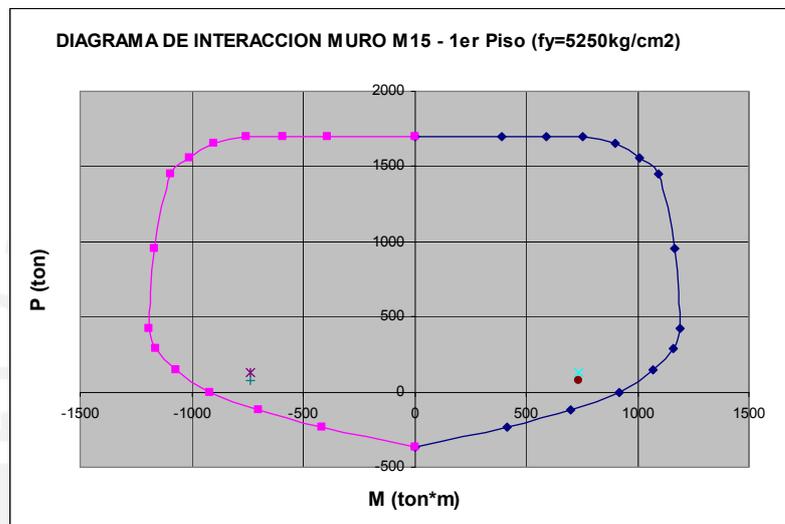


Fig. 7.3 Diagrama de Interacción Muro M15 – 1er Piso ($f_y = 5250 \text{ Kg/cm}^2$)Eje X.

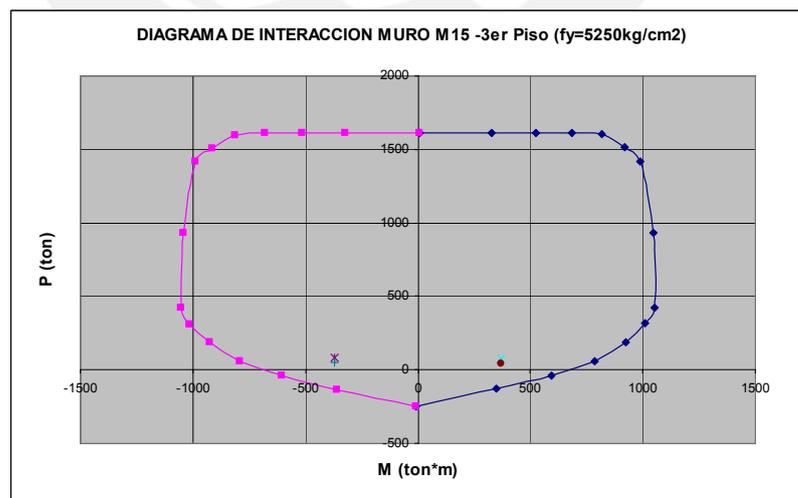


Fig. 7.4 Diagrama de Interacción Muro M15 – 3er Piso ($f_y = 5250 \text{ Kg/cm}^2$)Eje X.

DISEÑO POR CORTE TENIENDO EN CUENTA EL APOORTE DEL CONCRETO:DISEÑO EN LA DIRECCIÓN X-X:

A manera de comparación y siguiendo los lineamientos establecidos en la NEMDL se muestra, en la tabla 7.5, el resultado del diseño considerando la contribución del concreto en la resistencia al corte. El procedimiento seguido se describe a continuación:

- El valor de V_u se muestra en la tabla 7.3 y se obtuvo mediante la expresión 7.5.
- Se halló el valor de ϕV_c con el primer sumando de la ecuación 7.2, luego se obtiene el valor de ϕV_s teniendo en cuenta que $V_u = \phi V_c + \phi V_s$.
- Con el valor de ϕV_s obtenemos la cuantía horizontal necesaria.

Tabla 7.5 Diseño por Corte considerando la contribución del concreto

Piso	Combinacion	V_u (ton)	ϕV_c (ton)	ϕV_s (ton)	ph min.	ph nec.
1	1.25CM + 1.25CV + Sx	100.7	43.5	57.1	0.0025	0.0028
	1.25CM + 1.25CV - Sx	101.6	43.5	58.1	0.0025	0.0028
	0.9CM + Sx	95.9	43.5	52.4	0.0025	0.0026
	0.9CM - Sx	95.9	43.5	52.4	0.0025	0.0026
3	1.25CM + 1.25CV + Sx	134.4	43.5	90.8	0.0025	0.0044
	1.25CM + 1.25CV - Sx	134.4	43.5	90.8	0.0025	0.0044
	0.9CM + Sx	134.4	43.5	90.8	0.0025	0.0044
	0.9CM - Sx	134.4	43.5	90.8	0.0025	0.0044

Como se ha mencionado anteriormente, al hallar el valor de $0.5\phi V_c$ se observa que es menor que V_u por lo tanto se obtiene que el valor mínimo de la cuantía vertical y horizontal es de 0.0025.

Se puede apreciar que el valor de la cuantía horizontal es menor considerando la contribución del concreto en comparación con el diseño realizado considerando $V_c = 0$. El valor del cuantía vertical es mayor que la horizontal debido a que está regido básicamente por el diseño a flexo compresión, tal como se puede apreciar en el diagrama de interacción respectivo (Fig. 7.1), en el cual se observa que los valores

(Pu,Mu) se encuentran muy cerca al límite del diagrama para el refuerzo vertical definido.

Por lo tanto, tomando como ejemplo al muro M15, si consideráramos el aporte del concreto se colocaría como refuerzo horizontal, en la dirección X, 1Ø3/8" espaciados cada 25cm. para los dos primeros niveles y 1Ø1/2" espaciados a 30cm para los niveles superiores.

DISEÑO POR CORTANTE POR FRICCIÓN

De acuerdo al acero vertical colocado se tiene que verificar que en la junta se tenga una resistencia por fricción mayor que la fuerza cortante última de diseño (V_u).

En la tabla 7.6 se muestran los resultados del diseño por cortante por fricción. El procedimiento utilizado se describe a continuación:

- El valor de V_u es obtenido de la Tabla 7.3, y teniendo los valores de la carga axial para cada nivel (N), el valor del área de acero vertical colocado y considerando un valor de $\mu=0.6$ que es el caso crítico para el diseño, hacemos uso de la ecuación (7.7) para obtener el valor de ϕV_n .

Tabla 7.6 Diseño por cortante por fricción.

Piso	V_u (ton)	N (ton)	N_u (ton)	A_v (cm ²)	ϕV_n (ton)
1	101.6	84.7	76.3	50.57	147.2
3	134.4	50.9	45.8	30.07	87.8

- Se puede observar que para el 3er nivel el valor de ϕV_n es menor que la fuerza cortante última (V_u), lo cual obliga a incrementar el área de acero vertical adicionando barras de acero en la junta.

- El diseño de las barras de refuerzo adicionales se realiza teniendo en cuenta la siguiente expresión establecida en la Norma E-060 (Art. 13.5.2):

$$V = \phi \times A_{vf} \times \mu \times f_y$$

- En la tabla 7.7 se muestran los resultados del diseño del acero de refuerzo adicional. Por los cálculos realizados se decidió colocar bastones de 0.50m de 3/8" @ 20cm.

Tabla 7.7 Diseño del refuerzo adicional por cortante por fricción

Piso	Vu (ton)	ØVn (ton)	Vrest. (ton)	Av (cm ²)	As colocado
3	134.4	87.8	54.8	25.6	1Ø 3/8" @ 20cm

Por lo tanto se decidió colocar bastones, de 50cm de longitud, de 3/8" @ 20cm en la zona de las juntas

Finalmente, en la dirección X del Muro M15 para el 1er y 2do nivel se decidió colocar acero mínimo vertical distribuido de 1/2" @ 20cm, y en los extremos se colocó 2Ø5/8" más 5Ø1/2"@15cm. Del mismo modo, para el 3er, 4to y 5to nivel se decide colocar acero vertical distribuido de 3/8"@20cm, y en los extremos se colocó 4Ø1/2"@15cm.

En cuanto al acero de refuerzo horizontal, para el 1er y 2do nivel se decidió colocar acero horizontal distribuido de 1/2"@25cm y para el 3er, 4to y 5to nivel acero horizontal de 1/2"@20cm.

7.5.1.2 DIRECCION Y-Y

De acuerdo al análisis estructural realizado y para la combinación más crítica, en la tabla 7.8 se muestran las solicitaciones para el Muro M15 en la dirección Y:

Tabla 7.8 Cargas últimas para el Muro M15

	Nivel	5	4	3	2	1
1.25CM +1.25CV +CS	Pu (ton)	23.9	49.8	75.9	102.0	128.4
	Pu (ton)	24.4	51.7	78.8	105.9	132.8
1.25CM +1.25CV +CS	Vu (ton)	1.4	6.6	10.4	13.4	15.1
	Vu (ton)	-7.7	-12.2	-15.1	-16.7	-16.3
1.25CM +1.25CV +CS	Mu (ton)	9.2	31.8	63.8	103.6	148.7
	Mu (ton)	-10.5	-30.9	-58.3	-90.0	-121.2
0,9CM +CS	Pu (ton)	15.13	29.71	44.34	59.09	74.05
	Pu (ton)	15.7	31.53	47.31	63	78.49
0,9CM +CS	Vu (ton)	2.89	7.96	11.48	14.17	15.36
	Vu (ton)	-6.29	-10.91	-13.94	-15.93	-16.03
0,9CM +CS	Mu (ton)	9.991	31.85	62.586	100.29	141.92
	Mu (ton)	-9.665	-30.83	-59.507	-93.283	-128.007

DISEÑO POR FLEXO COMPRESIÓN

En primer lugar verificamos si los esfuerzos de compresión son mayores al 10% de la resistencia a compresión del concreto. Para este muro se tiene un valor de $(Pu/Ag) = 10.77 \text{ Kg/cm}^2$, el cual es menor que $0.1x f'c = 17.5 \text{ Kg/cm}^2$, y un espesor de muro de 10cm., por lo tanto la cuantía mínima vertical es $\rho_v = 0.0025$ y el área de refuerzo vertical es de $2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Se decidió colocar para el 1er nivel acero vertical distribuido de 3/8" espaciados a 25cm, y en cada uno de los extremos, se decidió colocar 3Ø1/2" espaciados a 15cm. Para el 3er nivel se colocó acero vertical distribuido de 3/8" espaciados a 25cm, y en cada uno de los extremos se colocó 3Ø3/8" espaciados a 15cm.

Con el refuerzo definido se ha construido los diagramas de interacción con la ayuda del programa computacional ETABS v9.0.4, mediante los cuales verificaremos que el refuerzo escogido cumpla con lo estipulado en la sección 7.2, por lo tanto:

- Se verificará para el diseño de los dos primeros pisos que el $M_n \geq 1.2 M_{cr}$. En la tabla 7.9 se muestran los resultados referentes a esta condición:

Tabla 7.9. Momento de agrietamiento y Momento Nominal de la sección

Piso 1	Pu (ton)	Pu/Ag (ton*m2)	Mcr (ton*m)	1.2 Mcr (ton*m)	Mn (ton*m)
1.25CM + 1.25CV + Sx	128.4	107.7	1006.2	1207.4	1390
1.25CM + 1.25CV - Sx	132.8	111.4	304.8	365.8	395
0.9CM + Sx	74.1	62.1	883.0	1059.6	1270
0.9CM - Sx	78.5	65.8	267.9	321.5	325

- Se verificará que el valor de "c" se encuentre dentro del límite establecido por la relación (7.1).

El mayor valor de la profundidad del eje neutro para el muro M15 en la dirección Y fue de 2.95m, obtenido con la ayuda del programa computacional GALA, y de acuerdo a las características del muro, el cual presenta una longitud $l_m = 5.38\text{m}$, una altura $h_m = 13.0\text{m}$ y una deformación en el nivel superior $\Delta m = 0.0042\text{m}$, se obtiene el valor límite de $c = 27.75\text{m}$.

A manera de ejemplo, en la figura 7.5 se presenta un gráfico que muestra la obtención del valor de “c” en el programa GALA para el refuerzo del 1er piso del Eje Y:

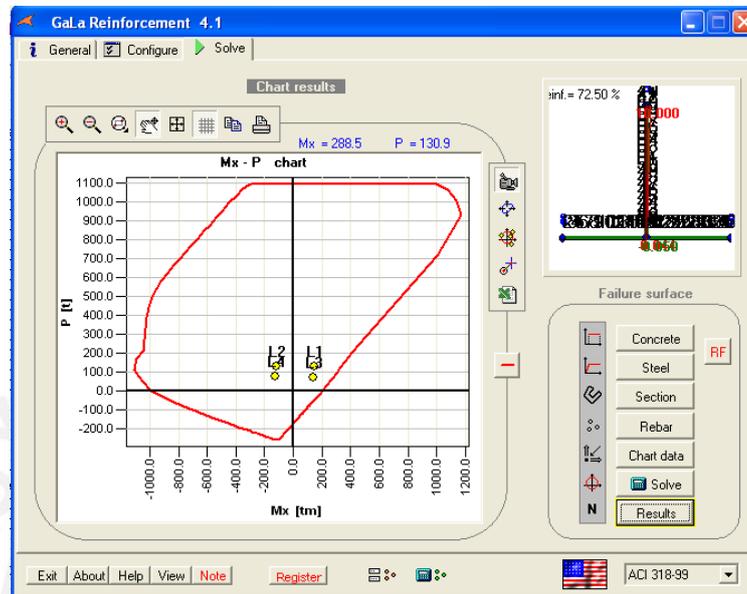


Fig. 7.5 Valor de “c” para 1er nivel – Eje Y

El valor límite de “c” es muy superior al obtenido del análisis debido a que la deformación del muro M15 en la dirección Y es muy pequeño, y esto es debido a la gran rigidez del muro y a la densidad de muros en dicha dirección.

Es así que no se necesita confinar el acero de refuerzo en los extremos del muro, lo cual también comprueba que el espesor del muro de 10cm es adecuado.

- Luego de haber construido el diagrama de interacción se debe verificar que el punto (P_u , M_u) de la combinación más crítica se ubique dentro de la curva del diagrama, la cual está definida por los valores resistentes. En las figuras 7.6 y 7.7 se muestran los diagramas de interacción para el 1er y 3er piso respectivamente, asimismo se muestra en cada diagrama la ubicación de los puntos (P_u , M_u) correspondientes.

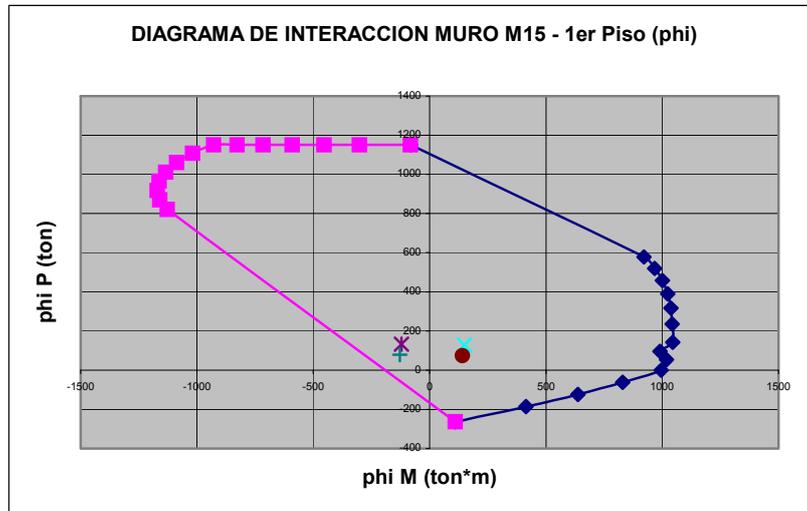


Fig. 7.6 Diagrama de Interacción Muro M15 – 1er Piso (ϕMn) Eje Y

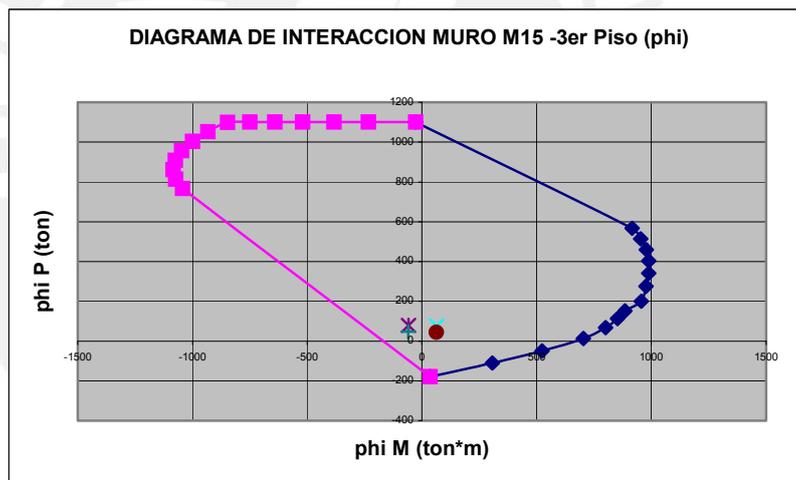


Fig. 7.7 Diagrama de Interacción Muro M15 – 3er Piso (ϕMn) Eje Y.

DISEÑO POR CORTE

De acuerdo a la relación (7.4), para el diseño por corte de este muro, se determinó que la resistencia al corte del concreto será considerada como nula, debido a que el esfuerzo de compresión del primer nivel $Pu/Ag = 10.77\text{Kg/cm}^2$ es menor que $0.1xf'c = 17.5\text{Kg/cm}^2$. Por lo tanto, la fuerza cortante será resistida en su totalidad por el acero de refuerzo (Vs).

Por otro lado, se verifica para ambos niveles que el valor de V_u es mayor que $0.5\phi V_c$, por lo cual se considerará una cuantía mínima horizontal y vertical de 0.0025.

En la tabla 7.10 y 7.11 se muestran los resultados del diseño por corte, los procedimientos utilizados se describen a continuación:

En la Tabla 7.10:

- Se muestra el valor correspondiente al momento último proveniente del análisis (M_u), el valor del momento nominal (M_n) considerando como esfuerzo de fluencia efectivo $1.25f_y$, y mediante la relación (7.5) obtenemos el valor de la fuerza cortante última de diseño (V_u).
- Según lo mencionado en la sección 7.3, para la mitad superior del edificio se puede considerar un factor de amplificación de la fuerza cortante proveniente del análisis de 1.5, se observa en la tabla 7.10 que se consideró dicho valor para ambos casos de combinación de carga en el 3er piso.
- Se muestra el límite máximo ($V_n \max$) para verificar que el valor de V_n obtenido sea menor que dicho límite.
- Se obtuvo que para el 1er piso, en ambas combinaciones con la carga de sismo con signo positivo, el factor de amplificación de la fuerza cortante proveniente del análisis es mayor que el valor de R considerado ($R=4$), por lo tanto para este caso, tal como se ha mencionado en la sección 7.3, se considera como factor de amplificación el valor de R , es decir el valor de 4. Asimismo, se considera un valor de $\phi = 1.00$ en lugar de 0.85.

Tabla 7.10 Cortante Ultimo de diseño y cuantía horizontal ph.

Piso	Combinacion	$M_u \text{ dis}$ (ton*m)	M_n (ton*m) $f_y=5250$ kg/cm ²	$M_n /$ $M_u \text{ dis}$	V_{ua} (ton)	V_u (ton)	V_n \max (ton)
1	1.25CM + 1.25CV + Sx	148.7	1490	4.0	15.1	60.2	167.7
	1.25CM + 1.25CV - Sx	-121.2	445	-3.7	-16.3	60.0	167.7
	0.9CM + Sx	141.9	1460	4.0	15.4	61.4	167.7
	0.9CM - Sx	-128.0	390	-3.0	-16.0	48.8	167.7

3	1.25CM + 1.25CV + Sx	63.8	1115	1.5	10.4	15.5	167.7
	1.25CM + 1.25CV - Sx	-58.3	355	-1.5	-15.1	22.6	167.7
	0.9CM + Sx	62.6	1020	1.5	11.5	17.2	167.7
	0.9CM - Sx	-59.5	305	-1.5	-13.9	20.9	167.7

En la Tabla 7.11:

- Se obtiene el valor de $0.5\phi V_c$, el cual al compararlo con V_u determina que la cuantía mínima horizontal es de 0.0025.
- Debido a que se considera como nulo el aporte de la resistencia al corte del concreto, el acero resiste toda la fuerza cortante, por lo tanto, el valor de ϕV_s se considera igual al valor de V_u establecido en la Tabla 7.10.
- Se muestra que el valor de ϕV_n es igual a ϕV_s , lo cual indica que el acero de refuerzo resistirá el total de la fuerza cortante. Teniendo en cuenta que $V_u \leq \phi V_n$ y mediante la ecuación (7.2) obtuvimos la cuantía horizontal necesaria (*ph nec.*) para resistir la fuerza cortante última de diseño.
- Se observa que a partir del 3er nivel la cuantía horizontal necesaria es menor que el mínimo establecido, por lo tanto se decide considerar como cuantía horizontal de refuerzo a la cuantía mínima (0.0025).
- En el 1er piso debido a que V_u excede a ϕV_c , mediante la ecuación (7.6) se obtiene el espaciamiento del acero de refuerzo horizontal (S) correspondiente al área de acero escogido (A_v).
- Finalmente se verifica que $V_u \leq \phi V_n$ para el diseño por corte de ambos niveles (1er y 3er nivel).

Tabla 7.11 Resistencia nominal al corte de la sección

Piso	Combinacion	ϕV_c (ton)	ϕV_s (ton)	ϕV_n (ton)	ph nec.	ph min.	A_v (cm ²)	S (cm)
1	1.25CM + 1.25CV + Sx	34.3	60.2	60.2	0.0031	0.0025	0.71	21.3
	1.25CM + 1.25CV - Sx	29.2	60.0	60.0	0.0036	0.0025	0.71	18.2
	0.9CM + Sx	34.3	61.4	61.4	0.0031	0.0025	0.71	20.9
	0.9CM - Sx	29.2	48.8	48.8	0.0029	0.0025	0.71	22.3

3	1.25CM + 1.25CV + Sx	29.2	15.5	15.5	0.0009	0.0025		
	1.25CM + 1.25CV - Sx	29.2	22.6	22.6	0.0013	0.0025		
	0.9CM + Sx	29.2	17.2	17.2	0.0010	0.0025		
	0.9CM - Sx	29.2	20.9	20.9	0.0012	0.0025		

En las figuras 7.8 y 7.9 se muestran los diagramas de interacción considerando como esfuerzo de fluencia efectivo a $1.25f_y$ para el 1er y 3er piso respectivamente. Asimismo se muestra en cada diagrama la ubicación del punto (P_u , M_u) correspondiente.

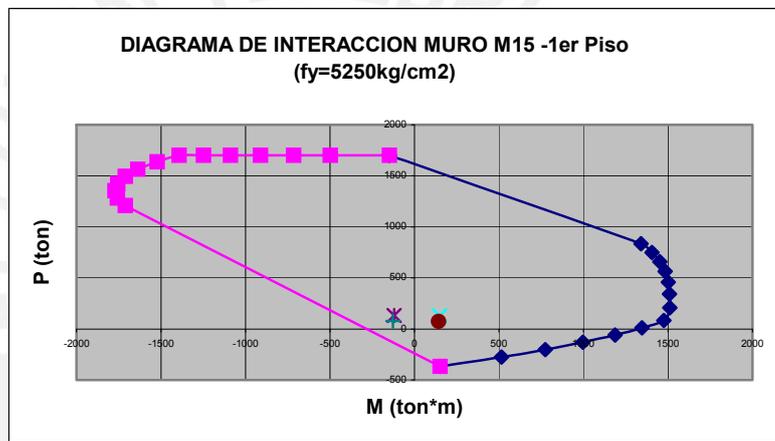


Fig. 7.8 Diagrama de Interacción Muro M15 – 1er Piso ($f_y = 5250 \text{ Kg/cm}^2$)
Eje Y.

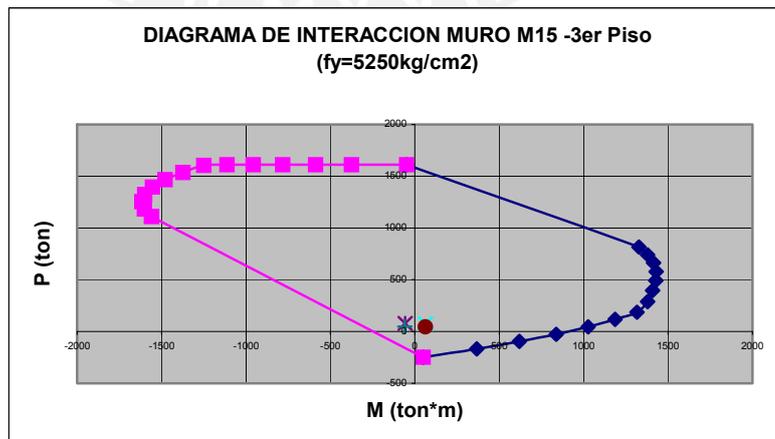


Fig. 7.9 Diagrama de Interacción Muro M15 – 3er Piso ($f_y = 5250 \text{ Kg/cm}^2$)
Eje Y.

DISEÑO POR CORTE TENIENDO EN CUENTA EL APOORTE DEL CONCRETO:DISEÑO EN LA DIRECCIÓN Y-Y:

A manera de comparación y siguiendo los lineamientos establecidos en la NEMDL se presenta, en la tabla 7.12, el resultado del diseño considerando la contribución del concreto en la resistencia al corte. El procedimiento es similar al descrito para el diseño por corte en la dirección X-X.

Tabla 7.12 Diseño por Corte considerando la contribución del concreto

Piso	Combinacion	Vu (ton)	$\emptyset V_c$ (ton)	$\emptyset V_s$ (ton)	ph min.	ph nec.
1	1.25CM + 1.25CV + Sx	60.2	34.3	25.9	0.0025	0.0015
	1.25CM + 1.25CV - Sx	60.0	29.2	30.8	0.0025	0.0018
	0.9CM + Sx	61.4	34.3	27.1	0.0025	0.0016
	0.9CM - Sx	48.8	29.2	19.7	0.0025	0.0012
3	1.25CM + 1.25CV + Sx	15.5	29.2	0.0	0.0025	0.0000
	1.25CM + 1.25CV - Sx	22.6	29.2	0.0	0.0025	0.0000
	0.9CM + Sx	17.2	29.2	0.0	0.0025	0.0000
	0.9CM - Sx	20.9	29.2	0.0	0.0025	0.0000

Se obtiene que el valor de $0.5 \emptyset V_c$ es menor que V_u , por lo tanto el valor de la cuantía mínima vertical y horizontal es 0.0025, es así que a pesar de necesitar menos refuerzo horizontal se considera el valor mínimo para la cuantía horizontal como se puede apreciar en la tabla 7.12.

Es evidente que el valor de la cuantía horizontal es menor considerando la contribución del concreto en comparación con el diseño realizado considerando $V_c = 0$. Sin embargo el valor de la cuantía vertical está regido básicamente por el diseño por flexo compresión, en el cual se establece, para los dos primeros pisos, que M_n sea mayor o igual que $1.2 M_{cr}$, por lo tanto es esta expresión la que condiciona el valor de la cuantía vertical del muro M15 en la dirección Y.

Por lo tanto, tomando como ejemplo al muro M15, si consideráramos el aporte del concreto se colocaría como refuerzo horizontal, en la dirección Y, 1Ø3/8" espaciados cada 30cm. para todos los niveles del edificio.

DISEÑO POR CORTANTE POR FRICCIÓN

De acuerdo al acero vertical colocado se tiene que verificar que en la junta se tenga una resistencia por fricción mayor que la fuerza cortante última de diseño (V_u).

En la tabla 7.13 se muestran los resultados del diseño por cortante por fricción. El procedimiento utilizado se describe a continuación:

- El valor de V_u es obtenido de la tabla 7.10, y teniendo los valores de la carga axial para cada nivel (N), el valor del área de acero vertical colocado y considerando un valor de $\mu = 0.6$ que es el caso crítico para el diseño, hacemos uso de la ecuación (7.7) para obtener el valor de ϕV_n .
- Dado que, para ambos niveles, el valor de ϕV_n es mayor que la fuerza cortante última (V_u), se pudo verificar que el área de acero vertical suministrado es suficiente para proporcionar una adecuada resistencia al corte por fricción en la junta de construcción.

Tabla 7.13 Diseño por cortante por fricción

Piso	V_u (ton)	N (ton)	N_u (ton)	A_v (cm ²)	ϕV_n (ton)
1	61.4	84.7	76.3	20.52	82.8
3	22.6	50.9	45.8	17.75	61.4

Finalmente, en la dirección Y del Muro M15 para el 1er y 2do nivel se decidió colocar acero mínimo vertical distribuido de 3/8" @ 25cm, y en los extremos se colocó 3Ø1/2"@ 15cm. Del mismo modo, para el 3er, 4to y 5to nivel se decide colocar acero mínimo vertical distribuido de 3/8"@ 25cm, y en los extremos se colocó 3Ø3/8"@ 15cm.

En cuanto al acero de refuerzo horizontal, para el 1er y 2do nivel se decidió colocar acero horizontal distribuido de 3/8"@ 20cm y para el 3er, 4to y 5to nivel acero horizontal de 3/8"@ 30cm.

Como se ha mencionado, todos los muros excepto el muro M15, tienen 15cm de espesor en la dirección X, por lo tanto, muchos de ellos han sido diseñados colocando doble capa de acero vertical, y se considera para todos los casos desde el 1er al 5to piso, estribos de confinamiento de 1/4" @ 20cm de acuerdo al artículo 7.11.2.2 de la norma E-060.

En las figuras 7.10 y 7.11 se muestran las secciones del muro M15 y sus respectivas cuantías de acero colocadas de acuerdo al diseño realizado, para el 1er y 3er piso respectivamente.

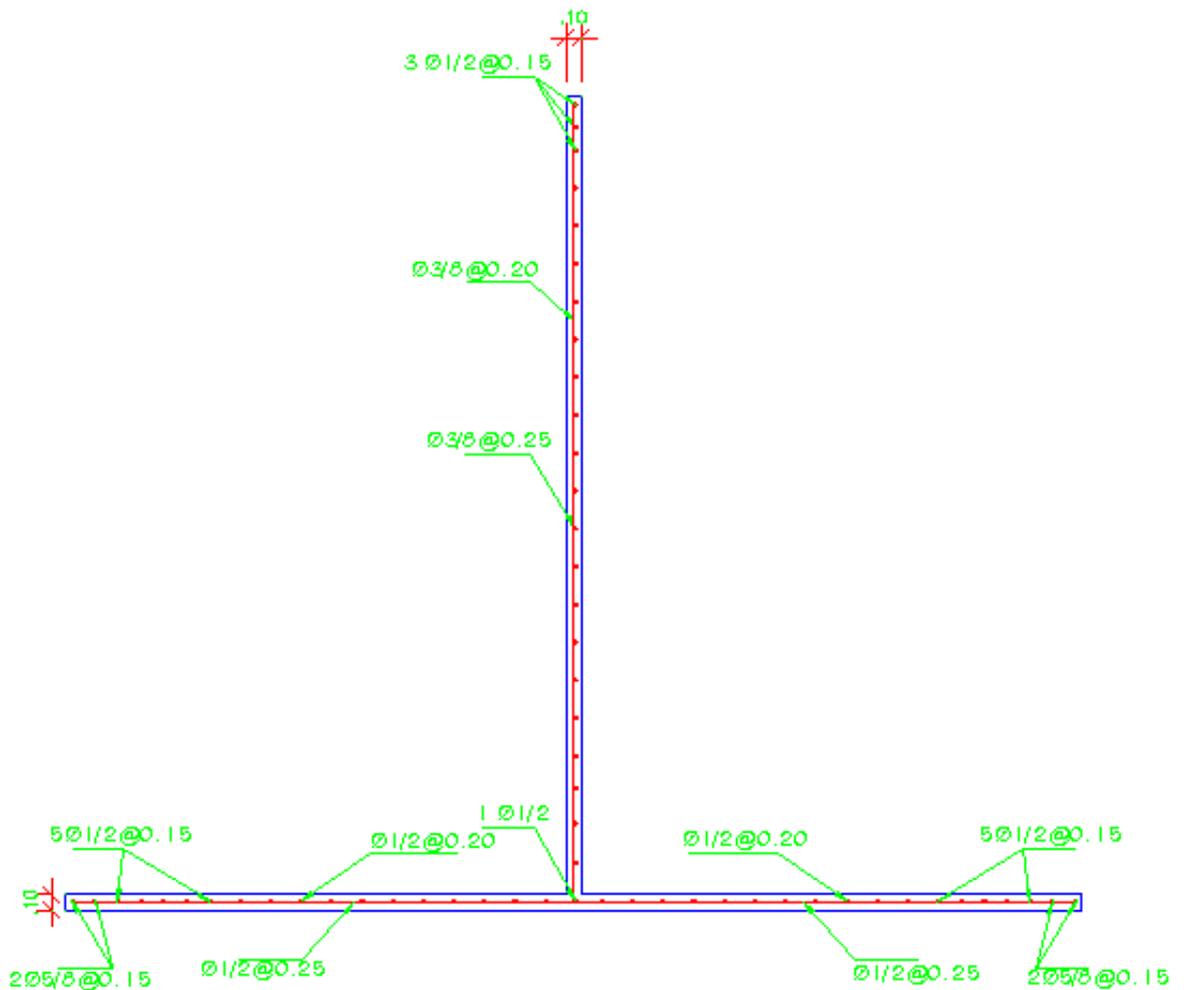


Fig. 7.9 Muro M15 – 1er Piso

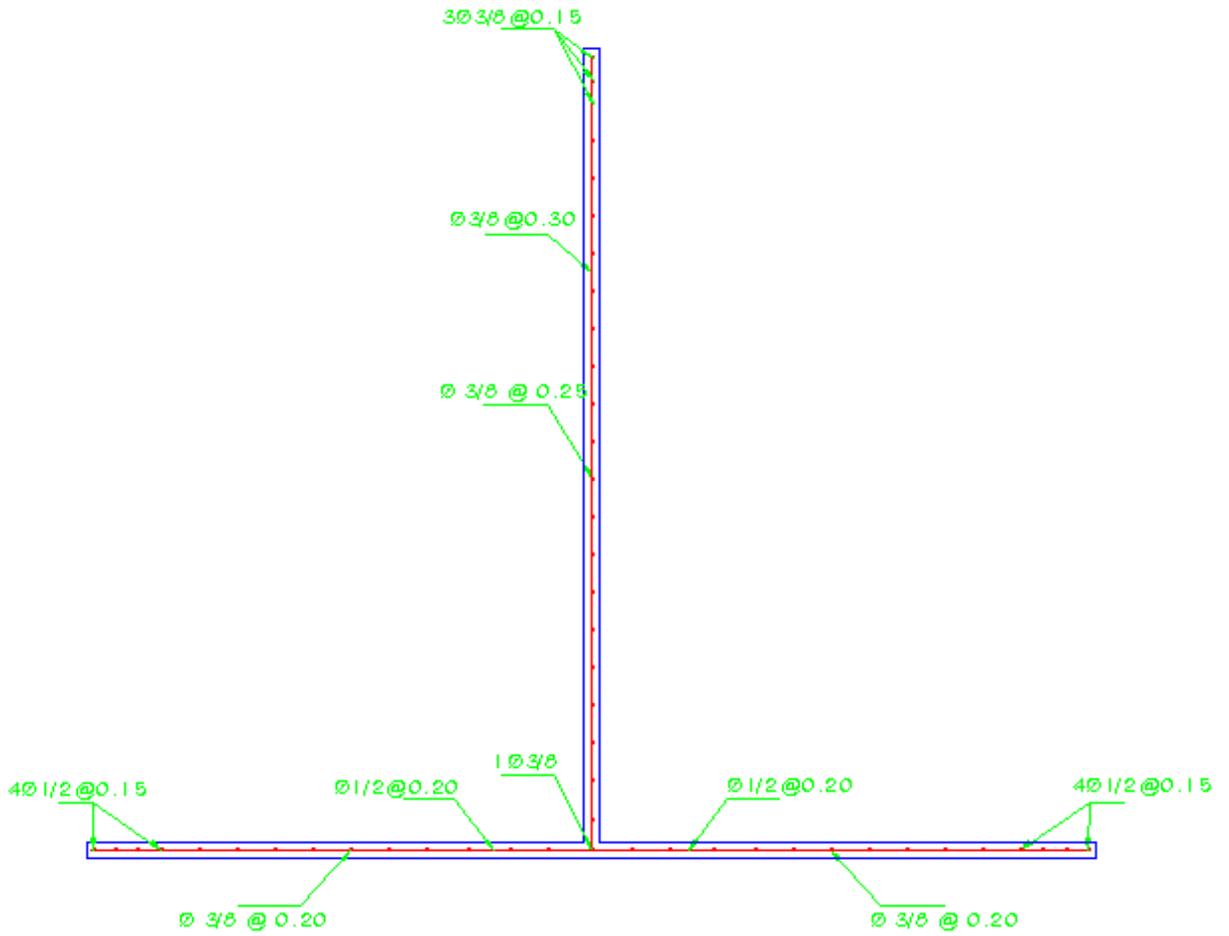


Fig. 7.10 Muro M15 – 3er Piso

Capítulo 8

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

8.1 CONSIDERACIONES GENERALES

La cimentación es la parte de la subestructura que se encarga de transmitir hacia el terreno las cargas de todos los elementos verticales, generando esfuerzos (σ) que deben ser menores que el esfuerzo admisible del terreno (σ_{adm})

El edificio del presente proyecto de tesis se encuentra ubicado sobre un terreno de cimentación conformado por arenas limosas, con una capacidad admisible de 1Kg/cm^2 .

La cimentación de los edificios estructurados a base de muros portantes de concreto armado son comúnmente cimientos corridos, sin embargo se está utilizando con buenos resultados, desde el punto de vista de seguridad estructural como también económico las plateas de cimentación.

Estas plateas de cimentación resultan apropiadas en edificios ubicados principalmente en terrenos de baja capacidad portante como es nuestro caso.

Es así que según tema de tesis, se consideraron dos posibles tipos de cimentación, la de cimientos corridos y otra considerando una platea superficial a una profundidad de cimentación de 1m. Asimismo se ha considerado un solado de 0.10m.

El área de contacto entre las cimentaciones y el terreno se determina en función a las cargas no amplificadas (de servicio). Si por defecto de flexión en la cimentación, ésta tendiera a levantarse sobre el terreno, no se deberán considerar esfuerzos de tracción y el equilibrio de fuerzas deberá establecerse considerando que las reacciones del terreno sólo son de compresión.

8.2 DISEÑO DEL CIMIENTO CORRIDO

Son cimentaciones que se usan para recibir a los muros de concreto armado que existen en una edificación.

Dependiendo del ancho del cimiento que se obtenga en el cálculo se podrá tomar la decisión de hacer un cimiento de concreto ciclópeo, de concreto simple o de concreto armado. Se pueden presentar tres casos, los cuales son:

- Cuando el ancho “b” es muy pequeño, los volados serán pequeños por consiguiente es probable que no haya posibilidad de tener una falla por corte. Además el volado es tan pequeño que el esfuerzo de flexión $\sigma = Mc/I$ será muy pequeño y seguramente casi despreciable.
- Si el ancho “b” es un poco más grande puede suceder que no se necesite acero de refuerzo por flexión pero que sí se necesite un concreto de una determinada resistencia para asegurar un cortante y un σ tracción resistentes que satisfagan los requerimientos de las fuerzas actuantes.
- Finalmente puede suceder que el ancho “b” sea importante, los volados significativos y entonces se requiera acero de refuerzo por flexión.

Como se ha mencionado con anterioridad, el diseño del cimiento corrido se realiza considerando las cargas actuantes en servicio. Dichas cargas fueron obtenidas del análisis sísmico realizado con la ayuda del programa computacional ETABS, en base a un espectro de aceleraciones.

Se consideraron las siguientes combinaciones de carga para el diseño del cimiento corrido:

- 1CM + 1CV
- 1CM + 1CV \pm 0.915SPEC
- 1CM \pm 0.915SPEC
- 1CM + 1CV \pm 0.878SPEC
- 1CM \pm 0.878SPEC

Los valores de 0.915 y 0.878 de las combinaciones mostradas son obtenidos al dividir los factores de amplificación ($0.8 \cdot V_{est.}/V_{din}$) mostrados en la tabla 5.4 entre el factor de 1.25 para ambas direcciones.

Para el predimensionamiento se utilizó la siguiente expresión:

$$b = \frac{P + Pp}{\sigma_{terreno}}$$

Por lo tanto, en primera instancia se consideró un ancho de cimiento de acuerdo a las necesidades de esfuerzos por tracción de cada tramo de la cimentación. Así para las zonas donde existe alfeizar se consideró un ancho de 0.80m, para las zonas más exigidas se consideró un ancho de 1.20m, y para el resto un ancho de 1.00m.

De acuerdo con este predimensionamiento se realizó el Análisis Global de la cimentación, en base a los esfuerzos de tracción y compresión generados por las cargas axiales y momentos flectores totales en cada dirección.

Se debe verificar que los esfuerzos producidos en el terreno sean menores que el esfuerzo admisible ($1\text{Kg}/\text{cm}^2$). Según lo establecido en la Norma de suelos y cimentaciones, para solicitaciones temporales (sismo), se puede amplificar el esfuerzo admisible por un factor de 1.2.

Los valores del primer predimensionamiento no resultaron suficientes, puesto que el terreno presentaba esfuerzos mayores al admisible para cargas de sismo.

Debido a ese motivo se realizó un segundo predimensionamiento considerando anchos de 1.10, 1.30 y 1.50m, pero igualmente no se logró obtener valores menores a $1.2\text{Kg}/\text{cm}^2$. La resistencia requerida del suelo considerando sismo en X fue de $1.18\text{Kg}/\text{cm}^2$, pero considerando sismo en Y se obtuvo un valor de $1.34\text{Kg}/\text{cm}^2$.

Por esta razón se decidió unir todos los cimientos y considerar a la cimentación como un solo bloque con la finalidad de ganar momento de inercia, encontrando que los valores adecuados para los anchos de cimentación fueron de 1.30, 1.50 y 1.70m, tal

como se mostrará mas adelante. En estos casos no se verifica las presiones muro por muro sino trabajando todo en conjunto.

8.2.1 DISEÑO DEL CIMIENTO CORRIDO DE LA ESTRUCTURA

8.2.1.1 ANÁLISIS GLOBAL DE LA CIMENTACIÓN

Como se ha mencionado, para el análisis global se toma toda la cimentación como un solo bloque, sometido a cargas axiales P (ton) y a momentos flectores totales M_x y M_y (tonxm, para cada dirección).

De acuerdo al análisis sísmico realizado, se determinó que la condición más crítica de servicio estaba definida por la combinación: $1CM + 1CV \pm 0.915SPEC$. Por lo tanto, del análisis de cargas de gravedad y análisis sísmico se obtienen las siguientes cargas externas mostradas en la Tabla 8.1:

Tabla 8.1. Fuerzas externas en el bloque de cimiento corrido

Carga vertical total:	P	=	1015.1	ton
Momento flector total:	Mxx	=	2296	ton-m
	Myy	=	2944	ton-m

Se considera como ancho de cimiento 1.30m para las zonas con alfeizar, 1.50m para las zonas más exigidas y 1.70m para el resto de la cimentación. Con estas dimensiones se determinaron las siguientes propiedades geométricas en planta de la cimentación:

✓ Área Total	=	187.9 m ²		
✓ Inercia X-X	=	3950 m ⁴	Distancia y (x-x)	= 8.1 m
✓ Inercia Y-Y	=	4336 m ⁴	Distancia y (y-y)	= 7.6 m

En la figura 8.1 se muestran los anchos de cimiento escogidos para el diseño.

Seguidamente se tiene que calcular los esfuerzos actuantes sobre la cimentación de la estructura.

Para ello es necesario calcular también el peso propio de la cimentación, considerando una profundidad de cimentación de 1.00m y una altura del cimiento corrido de 0.50m.

Con ello se tiene:

$$P_{pp} = \gamma_{concreto} \times Area \times Altura = 2.4 \times 187.9 \times 0.50 = 225.50ton$$

Los esfuerzos actuantes sobre la cimentación tienen que ser menores que 1.2Kg/cm² valor que representa la resistencia del suelo para cargas temporales. En la tabla 8.2 se muestran los valores de los esfuerzos sobre la cimentación considerando el sismo actuando en la dirección X.

Tabla 8.2 Esfuerzos sobre la cimentación con Sismo en X

	P (ton)	P _{pp} (ton)	M (ton*m)	I (m ⁴)	Dist. Y (m)
X-X	1015.1	225.5	2296.0	4336.0	8.1
	Área (m ²)	(P+P _{pp})/Área	M*Y/I	σ_1 (ton/m ²)	σ_2 (ton/m ²)
X-X	187.9	6.6	4.3	10.9	2.3

En la tabla 8.3 se muestran los valores de los esfuerzos sobre la cimentación considerando el sismo en la dirección Y.

Tabla 8.3 Esfuerzos sobre la cimentación con Sismo en Y

	P (ton)	P _{pp} (ton)	M (ton*m)	I (m ⁴)	Dist. Y (m)
Y-Y	1015.1	225.5	2944.0	3950.0	7.6
	Área (m ²)	(P+P _{pp})/Área	M*Y/I	σ_1 (ton/m ²)	Σ_2 (ton/m ²)
Y-Y	187.9	6.6	5.6	12.2	1.0

En la figura 8.1 se muestra el esquema del cimiento corrido, se puede apreciar que el ancho demasiado considerable, deja algunas zonas sin excavar prácticamente imposibles de mantener, a no ser que se encofre y luego se rellene el material. Debido a eso y en coordinación con el Director de la presente tesis, se decidió no considerar esta alternativa de cimientos corridos por no ser constructiva y económicamente factible.

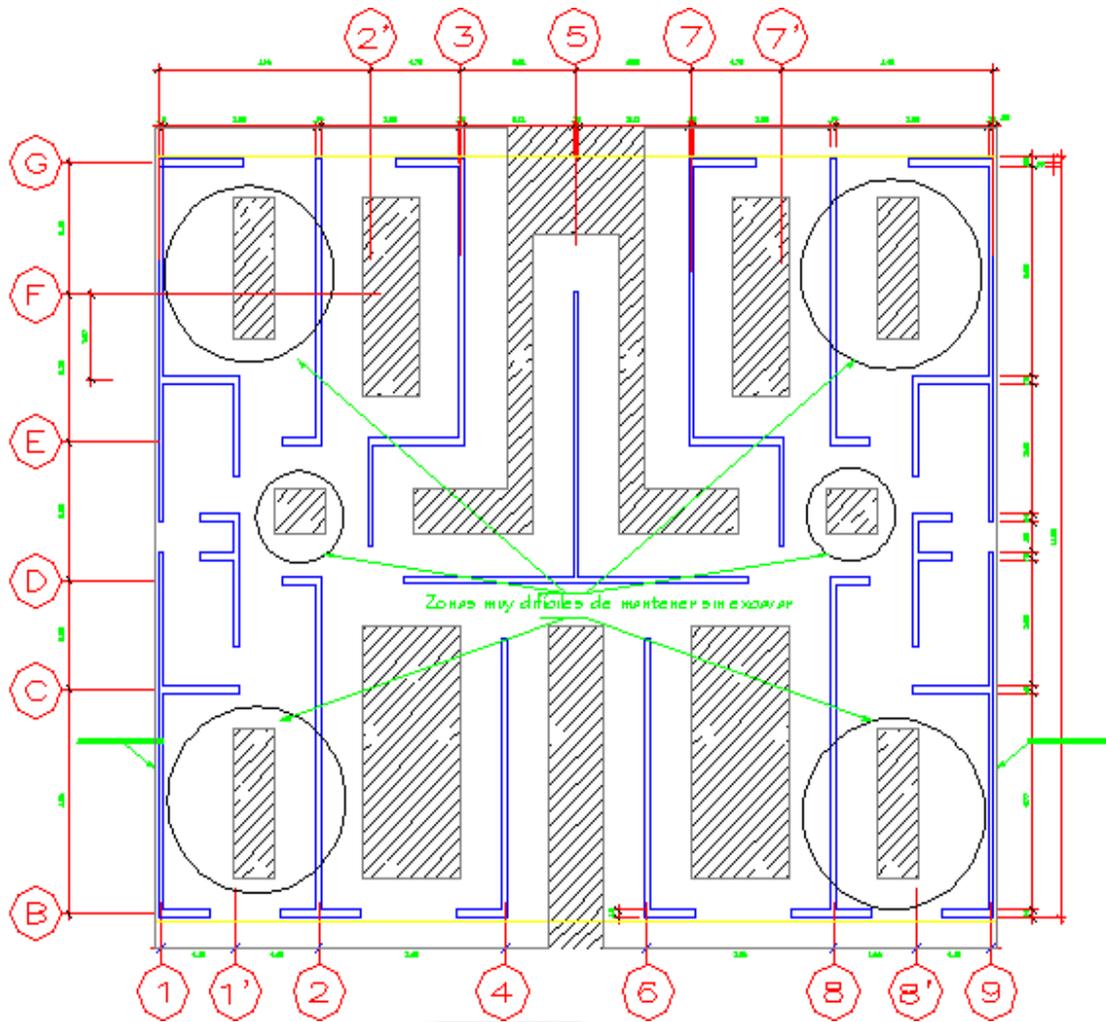


Fig. 8.1 Esquema de la Planta del Cimiento Corrido

8.3 DISEÑO DE LA PLATEA SUPERFICIAL DE CIMENTACIÓN

Como se ha mencionado, para suelos con baja capacidad portante, como nuestro caso ($1\text{Kg}/\text{cm}^2$), el tipo de cimentación más adecuado es una platea de cimentación. Una variante de este tipo de cimentación es el caso de las denominadas plateas superficiales, las cuales se caracterizan por ser losas de cimentación que sirven a su vez de piso del edificio. Las vigas se colocan hacia abajo, a manera de vigas invertidas.

Cuando se usa este sistema generalmente se hace una excavación masiva para eliminar el terreno superficial, se trae un material granular seleccionado (denominado en nuestro medio afirmado) el cual es depositado en capas de 15 ó 20cm de espesor, compactado a la máxima densidad hasta llegar al nivel del fondo de la losa.

Las plateas deberán tener uñas con una profundidad mínima por debajo de la losa de 0.60m en la zona de los límites de propiedad y 2 veces el espesor de la losa en zonas interiores.

En nuestro caso, debido a que las luces son menores que 6 ó 7m. y debido a la presión de suelo, consideramos un espesor de losa de 0.30m, por lo tanto se decidió colocar vigas perimetrales e interiores debajo de todos los muros para facilitar el anclaje de los fierros verticales. Es así que las vigas exteriores e interiores, respetando lo estipulado en la norma EMDL, serán de $0.30 \times 0.90\text{m}$. Estas vigas también fueron diseñadas por flexión como se mostrará mas adelante.

El refuerzo vertical de los muros deberá estar adecuadamente anclado en la platea de cimentación para poder desarrollar su máxima resistencia a tracción, mediante anclajes rectos o con gancho estándar de 90° , las longitudes correspondientes a ambos casos deberán estar de acuerdo a lo señalado en la Norma E-060.

Se debe verificar que los esfuerzos producidos en el terreno sean menores que el esfuerzo admisible ($1\text{Kg}/\text{cm}^2$). Según lo establecido en la norma de suelos y cimentaciones, para solicitaciones temporales (sismo), se puede amplificar el esfuerzo admisible por un factor de 1.2.

La verificación de esfuerzos en el terreno se realiza considerando las cargas actuantes en servicio, sin embargo para el diseño de la platea superficial se debe considerar la más crítica de todas las combinaciones de carga estipuladas en la norma.

Las cargas fueron obtenidas haciendo uso del Análisis Estático realizado con la ayuda del programa computacional ETABS. Este programa ya considera todo el procedimiento para realizar el análisis estático, sólo necesita como datos el factor $(ZUCS/R) = 0.35$ y el valor de la excentricidad en cada dirección (0.05).

Las combinaciones de carga empleadas para la verificación de las presiones en el terreno fueron:

- 1CM + 1CV
- 1CM + 1CV + 0.8Sx
- 1CM + 1CV - 0.8Sx
- 1CM + 1CV + 0.8Sy
- 1CM + 1CV - 0.8Sy

Las combinaciones de carga empleadas para el diseño de la platea superficial y de las vigas de cimentación fueron:

- 1.5CM + 1.8CV
- 1.25CM + 1.25CV + Sx
- 1.25CM + 1.25CV -Sx
- 1.25CM + 1.25CV + Sy
- 1.25CM + 1.25CV -Sy
- 0.9CM + Sx
- 0.9CM - Sx
- 0.9CM + Sy
- 0.9CM - Sy

Con la finalidad de obtener resultados más reales, y no considerar la reacción del suelo en la losa como una carga simplemente repartida, se elaboró un modelo sobre una platea de resortes con la ayuda del programa computacional SAFE v.8. El procedimiento utilizado se describe a continuación:

- Se creó una losa shell llamada “Platea” en la base de la estructura en el programa ETABS.
- Se exportó la base de la estructura creada en ETABS al programa SAFE de manera que éste reconociera las cargas que actúan sobre la platea superficial.
- En SAFE, se definieron las propiedades de las vigas exteriores e interiores, para luego asignarlas a la platea.
- Se definió un tipo de suelo (SOIL1), al cual se le asignó el coeficiente de balasto, cuyo valor para la capacidad portante de 1Kg/cm^2 es de 2.2Kg/cm^3 según un resumen de diferentes trabajos en mecánica de suelos realizados por Terzaghi. El valor del coeficiente de balasto se obtuvo de una Tesis de Maestría “Interacción Suelo-Estructura: Semi Espacio de Winkler”, autor Nelson Morrison.

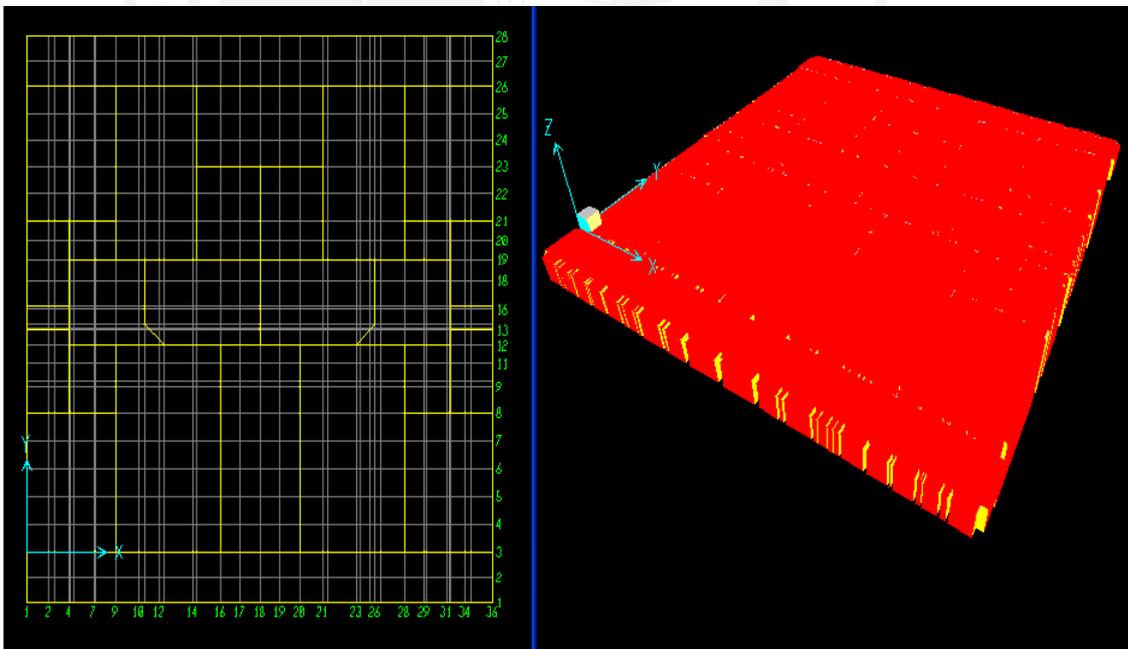


Fig. 8.2 Modelo de la Platea superficial en SAFE. Cuadrícula realizada por el mismo programa (Izq.). Vista en 3D de la platea superficial (Der.)

En primera instancia se consideró como límites del área de la platea a todo el borde de la estructura. Al verificar los esfuerzos en el terreno, estos resultaban mayores al esfuerzo admisible de 1.2Kg/cm^2 para cargas sísmicas.

Por lo tanto se decidió ampliar el área de la platea, extendiéndose 1.5m para ambos extremos en la dirección del eje Y, tal como se puede apreciar en fig. 8.2. Los resultados obtenidos, en cuanto a los esfuerzos en el terreno, fueron:

Con cargas de gravedad:

Esfuerzo máximo en el terreno	=	0.77 Kg/cm^2
Desplazamiento máximo	=	0.36 cm

Con sismo en la dirección X:

Esfuerzo máximo en el terreno	=	1.44 Kg/cm^2
Desplazamiento máximo	=	0.64 cm

Con sismo en la dirección Y:

Esfuerzo máximo en el terreno	=	1.05 Kg/cm^2
Desplazamiento máximo	=	0.49 cm

A continuación, en la figura 8.3 se presenta los esfuerzos producidos en el terreno, así como el diagrama de los desplazamientos debido a cargas de gravedad y de sismo en condición de servicio. Cabe mencionar que ante la acción del sismo en X, la zona en la que el esfuerzo en el terreno alcanza el valor de 1.44Kg/cm^2 , es muy pequeña y está ubicada al extremo de la platea, por lo tanto se considera que no se tendrá mayores complicaciones en la estructura debido a los factores de seguridad que se consideran en el diseño de las cimentaciones.

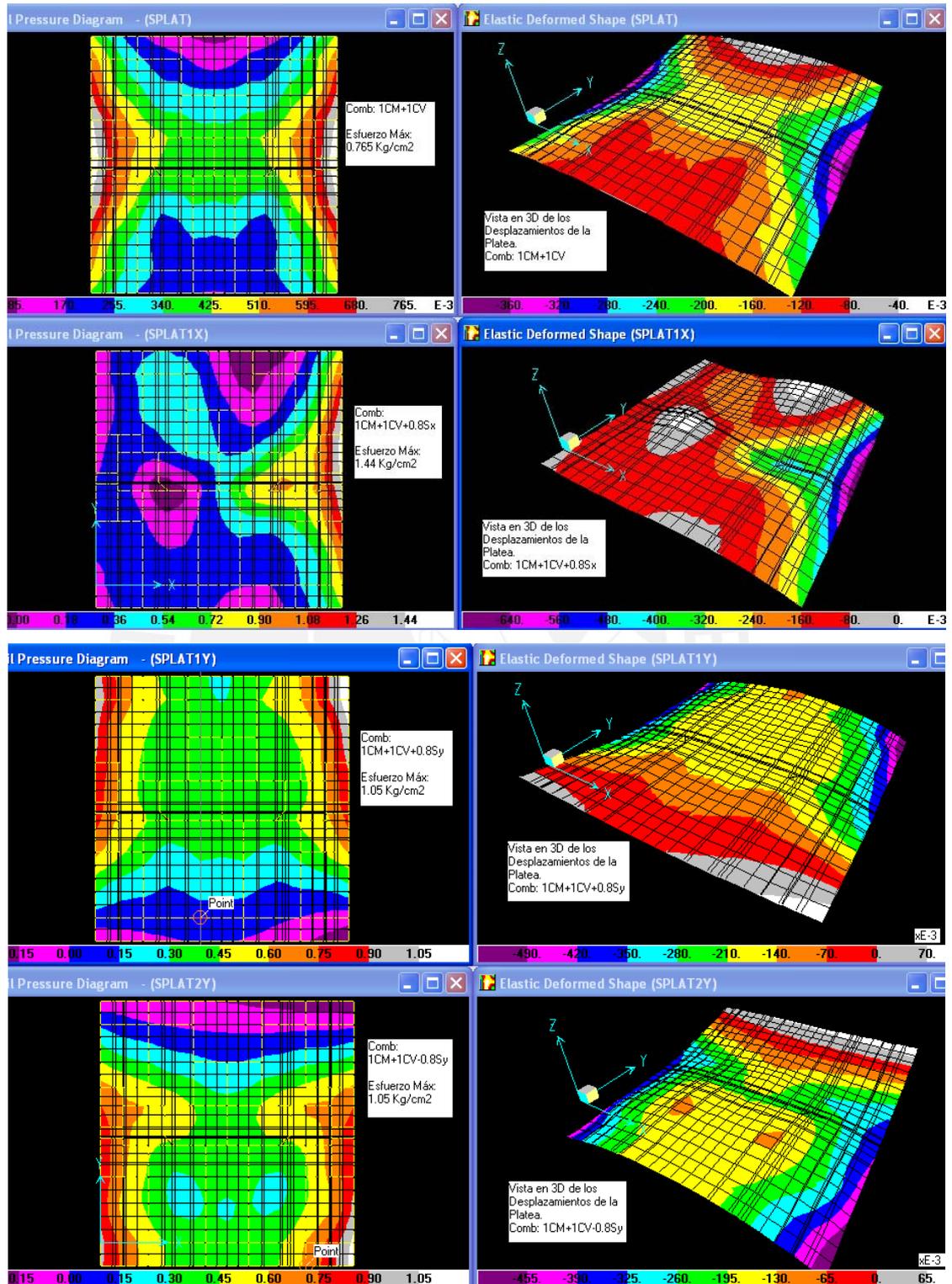


Fig. 8.3 Esfuerzos en el terreno y desplazamiento de la platea para cargas de gravedad y de sismo en condición de servicio.

8.3.1 DISEÑO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN

8.3.1.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Luego de verificar las presiones en el terreno, se procedió al diseño de la platea de cimentación. Como se ha mencionado, para el diseño se considera la más crítica de todas las combinaciones de carga establecidas en la norma. Según el análisis realizado se obtiene que la combinación de carga más crítica es la de $1.25CM+1.25CV\pm S$ para ambas direcciones.

La platea se diseña considerando paños cuadrados o rectangulares, las áreas definidas por dichos paños se muestran en la fig. 8.4. Se tiene en cuenta la simetría de la estructura.

Para el diseño se tuvieron en cuenta las siguientes características:

- Se utilizó un concreto de resistencia $f'c=175\text{Kg/cm}^2$ y un acero de $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$.
- Se realizó el diseño por metro lineal, es decir se consideró un ancho de 1.00m.
- Se consideró un recubrimiento de 0.03m, con lo que el peralte efectivo fue de 0.27m.
- Se consideró una cuantía mínima de refuerzo de 0.0018.
- Se consideró, para el diseño de cada paño de la platea superficial de cimentación, valores cercanos al máximo esfuerzo producido por el terreno para el paño correspondiente.

El diseño por flexión para el eje X se muestra en las tablas 8.4 y 8.5, asimismo se muestran los momentos negativos y positivos de cada área, respectivamente.

Tabla 8.4 Diseño por Flexión (Momento Negativo) – Eje X.

Paño	Mneg (ton*m)	a (cm)	As neces. (cm ²)	As Minimo	As colocado
A1	0.59	0.16	0.58	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A2	0.41	0.11	0.40	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A3	4.48	1.27	4.49	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A4	7.39	2.13	7.54	5.4	1Ø 1/2"@25cm.+ 1Ø 3/8"@25cm.
A5	4.50	1.27	4.51	5.4	1Ø 1/2"@25cm.

A6	1.81	0.50	1.79	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A7	0.26	0.07	0.26	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A8	1.33	0.37	1.31	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A9	2.54	0.71	2.53	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A10	1.46	0.41	1.44	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A11	1.76	0.49	1.74	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A12	1.28	0.36	1.26	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A13	7.38	2.12	7.52	5.4	1Ø 1/2"@25cm.+ 1Ø 1/2"@25cm.
A14	9.78	2.86	10.12	5.4	1Ø 1/2"@25cm.+ 1Ø 1/2"@25cm.
A15	4.82	1.37	4.84	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A16	0.56	0.16	0.55	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A17	0.78	0.22	0.76	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A18	0.23	0.06	0.22	5.4	1Ø 1/2"@25cm.

Tabla 8.5 Diseño por Flexión (Momento Positivo) – Eje X.

Paño	M _{pos} (ton*m)	a (cm)	As neces. (cm ²)	As Mínimo	As colocado
A1	0.39	0.11	0.38	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A2	0.16	0.05	0.16	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A3	1.69	0.47	1.67	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A4	4.32	1.22	4.33	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A5	1.93	0.54	1.91	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A6	1.14	0.32	1.12	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A7	0.11	0.03	0.11	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A8	0.54	0.15	0.53	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A9	1.01	0.28	0.99	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A10	0.58	0.16	0.57	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A11	1.11	0.31	1.09	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A12	0.52	0.14	0.51	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A13	4.28	1.21	4.29	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A14	4.07	1.15	4.08	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A15	2.07	0.58	2.05	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A16	0.37	0.10	0.37	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A17	0.31	0.09	0.30	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A18	0.09	0.03	0.09	5.4	1Ø 1/2"@25cm.

El diseño por flexión para el eje Y se muestra en las tablas 8.6 y 8.7, asimismo se muestran los momentos negativos y positivos de cada área, respectivamente.

Tabla 8.6 Diseño por Flexión (Momento Negativo) – Eje Y.

Paño	Mneg (ton*m)	a (cm)	As neces. (cm ²)	As Minimo	As colocado
A1	1.88	0.53	1.86	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A2	0.88	0.24	0.87	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A3	3.56	1.00	3.55	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A4	7.32	2.11	7.46	5.4	1Ø 1/2"@25cm.+ 1Ø 3/8"@25cm.
A5	1.23	0.34	1.21	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A6	0.92	0.25	0.90	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A7	0.62	0.17	0.61	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A8	0.82	0.23	0.81	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A9	2.66	0.75	2.64	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A10	4.42	1.25	4.44	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A11	0.81	0.23	0.80	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A12	0.70	0.19	0.69	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A13	6.27	1.79	6.36	5.4	1Ø 1/2"@25cm.+ 1Ø 3/8"@50cm.
A14	2.56	0.72	2.54	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A15	1.92	0.54	1.90	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A16	1.80	0.50	1.78	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A17	0.91	0.25	0.90	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A18	0.49	0.14	0.48	5.4	1Ø 1/2"@25cm.

Tabla 8.7 Diseño por Flexión (Momento Positivo) – Eje Y.

Paño	Mpos (ton*m)	a (cm)	As neces. (cm ²)	As Minimo	As colocado
A1	1.18	0.33	1.17	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A2	0.55	0.15	0.54	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A3	2.15	0.60	2.13	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A4	2.66	0.75	2.64	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A5	0.41	0.11	0.40	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A6	0.37	0.10	0.36	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A7	0.26	0.07	0.25	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A8	0.33	0.09	0.32	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A9	1.08	0.30	1.06	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A10	1.86	0.52	1.84	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A11	0.33	0.09	0.32	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A12	0.29	0.08	0.28	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A13	2.46	0.69	2.45	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A14	1.10	0.31	1.08	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A15	0.64	0.18	0.63	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A16	1.13	0.31	1.11	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A17	0.57	0.16	0.56	5.4	1Ø 1/2"@25cm.
A18	0.31	0.09	0.30	5.4	1Ø 1/2"@25cm.

Finalmente se decide colocar, para momento negativo, acero mínimo en todas las áreas mediante una malla inferior de 1/2" @ 25cm, y colocar bastones en las zonas indicadas en el diseño.

Del mismo modo, para momentos positivos, basta colocar acero mínimo en todas las áreas, mediante una malla superior de 1/2" @ 25cm.

8.3.1.2 VERIFICACION POR CORTANTE

Para realizar la verificación por corte, se deben trazar líneas a 45° desde los vértices de los paños (conocido como método del sobre). Luego, la fuerza cortante última se ubicará a "d" de la cara de la sección y estará definida por la siguiente ecuación:

$$V_u = \sigma_u \times (Area_{\text{trapezio / triangulo}}) \quad (8.1)$$

La resistencia al corte del concreto está definida por la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (8.2)$$

Donde "b" representa el ancho de la base del trapecio o triángulo formado a "d" de la cara.

En la tabla 8.8 se muestran los resultados de la verificación por cortante para la platea superficial. Se observa que en todos los casos se cumple que $V_u \leq \phi V_c$.

Tabla 8.8 Verificación por Corte de la Platea Superficial

		Base mayor (m)	Area (m ²)	Vu (ton)	phi Vc (ton)
A1	Vu (Eje Y)	1.04	0.27	2.7	16.7
	Vu (Eje X)	2.56	1.06	10.6	41.2
A2	Vu (Eje Y)	1.04	0.27	2.7	16.7
	Vu (Eje X)	2.26	0.90	9.0	36.4
A3	Vu (Eje Y)	1.03	0.67	6.7	16.6
	Vu (Eje X)	3.81	3.60	36.0	61.3
A4	Vu (Eje Y)	3.48	2.82	28.2	56.0
	Vu (Eje X)	2.56	1.64	16.4	41.2
A5	Vu (Eje Y)	4.61	3.93	39.3	74.2
	Vu (Eje X)	2.21	1.25	12.5	35.6
A6	Vu (Eje Y)	2.06	0.76	7.6	33.1
	Vu (Eje X)	0.96	0.23	2.3	15.4

A7	Vu (Eje Y)	0.58	0.08	0.8	9.3
	Vu (Eje X)	1.06	0.22	2.2	17.1
A8	Vu (Eje Y)	2.23	1.16	11.6	35.9
	Vu (Eje X)	1.63	0.67	6.7	26.2
A9	Vu (Eje Y)	2.01	1.01	10.1	32.3
	Vu (Eje X)	2.06	1.07	10.7	33.1
A10	Vu (Eje Y)	2.01	1.01	10.1	32.3
	Vu (Eje X)	3.41	2.44	24.4	54.9
A11	Vu (Eje Y)	1.98	0.72	7.2	31.9
	Vu (Eje X)	0.96	0.23	2.3	15.4
A12	Vu (Eje Y)	1.46	0.49	4.9	23.5
	Vu (Eje X)	1.06	0.28	2.8	17.1
A13	Vu (Eje Y)	3.61	2.98	29.8	58.1
	Vu (Eje X)	2.56	1.64	16.4	41.2
A14	Vu (Eje Y)	5.61	6.24	62.4	90.3
	Vu (Eje X)	3.06	2.34	23.4	49.2
A15	Vu (Eje Y)	5.61	4.96	49.6	90.3
	Vu (Eje X)	2.21	1.22	12.2	35.6
A16	Vu (Eje Y)	1.04	0.27	2.7	16.7
	Vu (Eje X)	2.56	1.06	10.6	41.2
A17	Vu (Eje Y)	1.01	0.25	2.5	16.3
	Vu (Eje X)	3.06	1.28	12.8	49.2
A18	Vu (Eje Y)	1.01	0.25	2.5	16.3
	Vu (Eje X)	2.21	0.85	8.5	35.6

8.3.1.3 DISEÑO DE LAS VIGAS DE CIMENTACIÓN

DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño de las vigas de cimentación se realiza siguiendo los lineamientos establecidos en el capítulo 11 de la Norma E-060 para vigas de sección rectangular.

Se considera que la resistencia a compresión del concreto para el diseño es de 175Kg/cm^2 .

Refuerzo mínimo por flexión

El acero mínimo por flexión está definido mediante la siguiente expresión:

$$A_{s \min} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{f_y} \quad (8.3)$$

Refuerzo máximo por flexión

La cuantía de acero máxima a flexión no deberá ser mayor que el 75% de la cuantía balanceada (pb).

Para la resistencia en compresión establecida se considera una cuantía balanceada de 0.0177, por lo tanto la cuantía de acero máxima será de 0.0133.

DISEÑO POR CORTE DE LAS VIGAS DE CIMENTACIÓN

De acuerdo a los lineamientos establecidos en el capítulo 13 de la Norma E-060, el diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (8.4)$$

La resistencia V_n estará conformada por la contribución del concreto V_c y por la contribución del acero V_s .

En el artículo 13.2.1 se define la contribución del concreto en la resistencia al corte para miembros sujetos únicamente a corte y flexión, mediante la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (8.5)$$

En la platea superficial de cimentación se tiene vigas exteriores e interiores, ambas son de 0.30x0.90m. En ambos casos, las vigas que se encuentren debajo de un muro tendrán acero mínimo por flexión, mientras que existen zonas en las que estas vigas estarán sometidas a flexión.

En esta sección se presenta el diseño de las vigas exteriores e interiores más exigidas. Previamente se verifica si los esfuerzos de tracción producidos en estas zonas, debido a la presión del terreno, son menores al esfuerzo de tracción del concreto, el cual está definido por:

$$f_r = 2 \times \sqrt{f'c}$$

En caso de ser así, el acero colocado en estas vigas de cimentación será solo acero mínimo de refuerzo.

En la tabla 8.9 se muestra la verificación del esfuerzo de tracción en las vigas más exigidas.

Vigas:

Ancho (m)	=	0.30
Altura (m)	=	0.90
f'c (Kg/cm ²)	=	175
fr (Kg/cm ²)	=	26.5

Presión del suelo: $\sigma_t = \sigma_{adm} \times b = 10 \times 0.3 = 3 \text{ ton/m}^2$

Tabla 8.9 Verificación del Esfuerzo de Tracción en las Vigas de Cimentación

Ubicación	Elemento	Ln (m)	Metrado de Cargas			
			Peso prop.	Peso piso Term.	Peso de losa	CM (ton/m)
Eje G' - A3	Viga Ext.	4,35	0,648	0,03	0,47	1,15
Eje A' - A18	Viga Ext.	3,60	0,648	0,03	0,43	1,11
Eje G - A6	Viga Int.	4,35	0,648	0,03	1,09	1,77
Eje G - A4,A5	Viga Int.	2,95	0,648	0,03	0,94	1,62
Eje B - A17	Viga Int.	1,35	0,648	0,03	1,43	2,11
Eje B - A18	Viga Int.	1,85	0,648	0,03	0,96	1,64

Wu (ton/m)	Mu pos. (ton*m)	Mu neg. (ton*m ⁹)	Inercia (m ⁴)	σ_{pos} (ton/m ²)	$\sigma_{neg.}$ (ton/m ²)	fr (ton/m ²)
2,78	2,19	4,39	0,018	54,14	108,28	265,00
2,83	1,53	3,06	0,018	37,79	75,57	265,00
1,85	1,46	2,92	0,018	36,06	72,12	265,00
2,07	0,75	1,50	0,018	18,57	37,13	265,00
1,33	0,10	0,20	0,018	2,50	5,00	265,00
2,05	0,29	0,58	0,018	7,21	14,41	265,00

Se observa que en todos los casos el esfuerzo en tracción actuante es menor que el esfuerzo de tracción del concreto, por lo tanto sólo se colocará acero mínimo de refuerzo.

Seguidamente se presentan los diseños por flexión y por corte de la viga exterior e interior más solicitadas.

DISEÑO POR FLEXIÓN

Vigas :	b (m)	0,3
	h (m)	0,9
	d (m)	0,83
f'c =	175	kg/cm ²
fr =	26,46	kg/cm ²

Acero Mínimo 5,49 cm²

Viga Exterior más solicitada (Eje G' - A3)

	Mu (ton*m)	f'c (kg/cm ²)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As nec (cm ²)	As min (cm ²)	As colocado (cm ²)
Pos	2,19	175	30	83	0,66	0,70	5,49	2Ø 3/4"
Neg	4,39	175	30	83	1,33	1,41	5,49	2Ø 3/4"

Viga Interior más solicitada (Eje G- A6)

	Mu (ton*m)	f'c (kg/cm ²)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As nec (cm ²)	As min (cm ²)	As colocado (cm ²)
Pos	1,46	175	30	83	0,44	0,47	5,49	2Ø 3/4"
Neg	2,92	175	30	83	0,88	0,94	5,49	2Ø 3/4"

DISEÑO POR CORTE

Viga Exterior más solicitada (Eje G' - A3)

Vu (ton)	Vu a "d" (ton)	phi*Vc (ton)	Estribos	Av (cm ²)	Smax 1	Smax 2
6,05	3,74	14,84	Ø 1/4"	0,64	33,87	25,6

Por lo tanto se colocan estribos de Ø 1/4" @ 25cm.

Viga Interior más solicitada (Eje G- A6)

Vu (ton)	Vu a "d" (ton)	phi*Vc (ton)	Estribos	Av (cm ²)	Smax 1	Smax 2
4,03	2,49	14,84	Ø 1/4"	0,64	33,9	25,6

Por lo tanto se colocan estribos de Ø 1/4" @ 25cm.

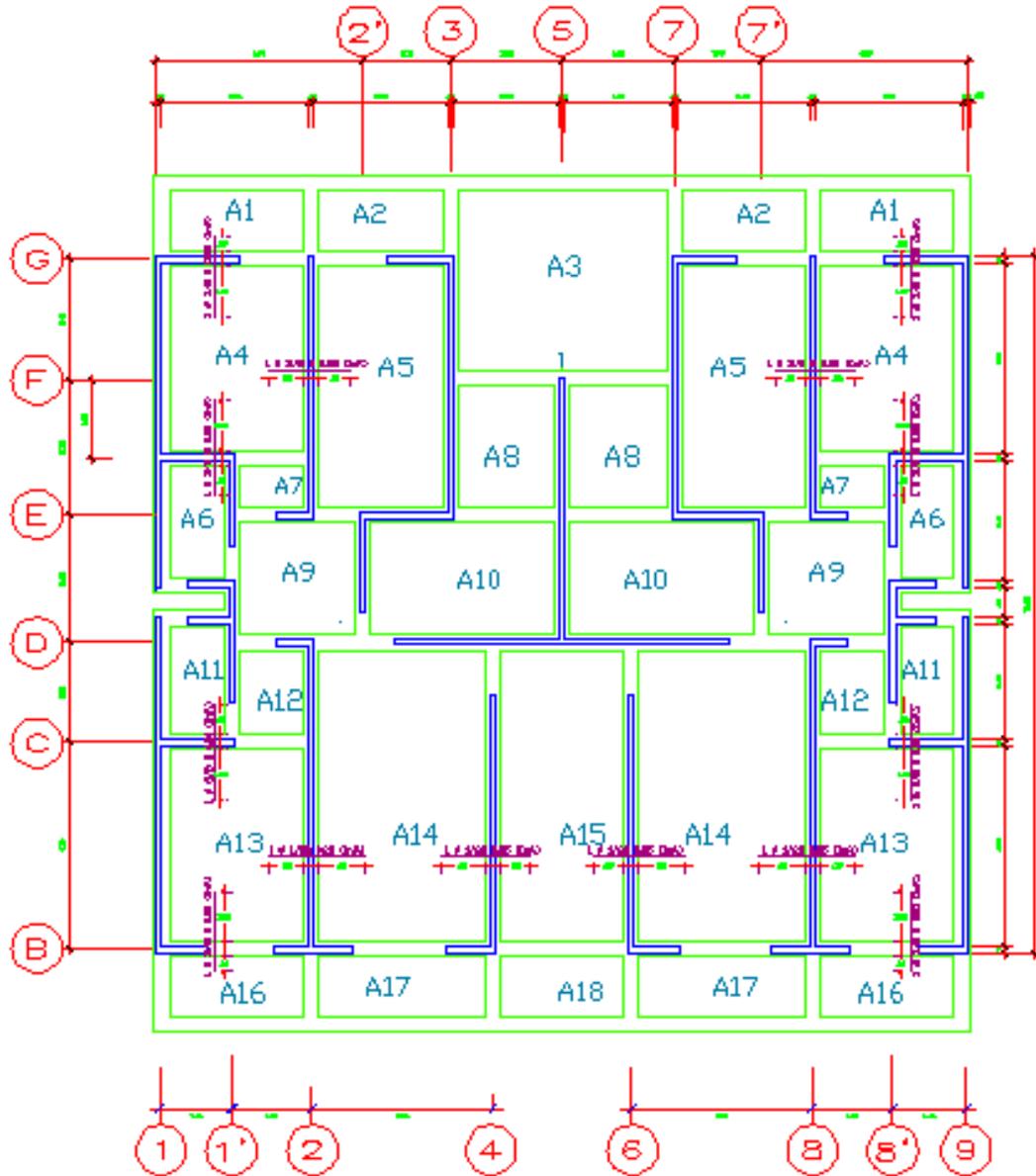


Fig. 8.4 Esquema de la Planta de la Placa de Cimentación

Capítulo 9

VIGAS CHATAS

En la esta sección se presenta el diseño de las vigas chatas, las cuales solamente han sido colocadas en las zonas de las ventanas, para soportar el peso del alfeizar, en las zonas de la cocina y lavandería, para soportar el peso de los parapetos y en algunos marcos de las puertas para reforzar la losa aligerada debido a la dirección de las viguetas.

La nomenclatura de las vigas se puede apreciar en la Fig. 3.2. A continuación se presenta el diseño por flexión y por corte de las dos vigas chatas más exigidas (Viga B1 y E2).

9.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Del análisis estructural obtenemos que la combinación de carga más crítica fue $1.25CM + 1.25CV + CS$.

El diseño por flexión se realiza en base a lo establecido en el capítulo 11 de la norma E-060 para vigas de sección rectangular.

El refuerzo mínimo por flexión se rige mediante la ecuación (8.1), (Capítulo 8).

La cuantía de acero máxima, de acuerdo a la resistencia a compresión del concreto (210Kg/cm^2) es de 0.0159, es decir $0.75pb$.

Las características de la viga se muestran a continuación:

Viga:	b (m)	=	0.30	$f'c$ (Kg/cm ²)	=	210
	h (m)	=	0.17	f_y (Kg/cm ²)	=	4200
	d (m)	=	0.14			

Área de acero mínimo: 1.01 cm^2

En la tabla 9.1 se muestra los resultados del diseño por flexión de las vigas chatas VB1 y VE2.

Tabla 9.1 Diseño por Flexión de Vigas chatas.

	Mpos (ton*m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As nec. (cm ²)	As Mín (cm ²)	As colocado
Viga B1	0,65	30	14	1,00	1,27	1,01	2 Ø 3/8"
Viga E2	0,61	30	14	0,94	1,19	1,01	2 Ø 3/8"

	Mneg. (ton*m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As nec. (cm ²)	As Mín (cm ²)	As colocado
Viga B1	1,72	30	14	2,84	3,62	1,01	3 Ø 1/2"
Viga E2	1,42	30	14	2,29	2,92	1,01	3 Ø 1/2"

9.2 DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por corte se realiza en base a los lineamientos establecidos en el capítulo 13 de la norma E-060. Básicamente se debe verificar que $V_u \leq \phi V_n$.

La resistencia V_n estará conformada por la contribución del concreto V_c y por la contribución del acero V_s .

En el artículo 13.2.1 se define la contribución del concreto en la resistencia al corte para miembros sujetos únicamente a corte y flexión, mediante la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

Si la fuerza cortante V_u exceda a ϕV_c deberá proporcionarse refuerzo por corte. La resistencia que deberá proporcionar el refuerzo esta definida por la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

También se debe verificar que $V_s \leq 2.1 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$. Por último, el espaciamiento del refuerzo por corte se regirá mediante:

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

Finalmente, en la tabla 9.2 se muestra el diseño por cortante para las vigas chatas más exigidas (Viga VB1 y VE2).

Tabla 9.2 Diseño por Cortante de las Vigas chatas.

	Vu a "d" (ton)	ϕV_c (ton)	Vs (ton)	Estribos	Av (cm ²)	S (cm)	S asumido (cm)	Vs (ton)	Vs max. (ton)
Viga B1	3,52	2,74	0,92	Ø 1/4"	0,64	41,1	25	1,51	12,78
Viga E2	2,82	2,74	0,09	Ø 1/4"	0,64	409,6	25	1,51	12,78

Capítulo 10**ESCALERAS**

En esta sección se presenta el diseño de los tramos de las escaleras del edificio, los cuales fueron modelados y diseñados como losas macizas armadas en una dirección.

Para el análisis estructural de los tramos de las escaleras se considera que estos tienen apoyos fijos en una viga chata de 0.40x0.17m y en el muro de concreto armado M15.

La escalera presenta las siguientes características:

Paso	=	25cm
Contrapaso	=	17.5cm
Ancho Esc.	=	1.20m
Espesor de garganta	=	15cm
Angulo de inclinación	=	$\text{ArcTan}(cp/p) = 34.99^\circ$

Del metrado de cargas de la escalera mostrado en el Capítulo 4, se obtienen las cargas últimas para el diseño:

Tramo inclinado	Wu	=	1.78	Ton/m²
Descanso (Intermedio)	Wu	=	1.26	Ton/m²
Descanso (Hall)	Wu	=	1.26	Ton/m²

10.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión se realiza de la misma manera que para una losa maciza armada en una dirección, por lo tanto se tiene que la cuantía mínima de acero es de 0.0018.

Se considera un ancho de 1.20m, y un peralte efectivo para el diseño de 0.12m, entonces el acero mínimo de refuerzo y de temperatura es 2.59cm², equivalente a un fierro de 3/8" espaciados cada 30cm.

Seguidamente se muestra los resultados del diseño por flexión de la escalera, indicando los tramos correspondientes a los modelos estructurales idealizados. En cada uno de los modelos se ha considerado que el punto de quiebre tramo inclinado-

descanso representa un punto anguloso, contrario a la dirección de la deformación, y por lo tanto puede trabajar como un apoyo ficticio.

TRAMO 1 (1er al 2do piso: Tramo inclinado-losa hall)

		a (cm)	As nec. (cm ²)	As colocado
M pos (ton*m)	1,82	0,81	4,15	1 Ø 3/8" @ 20cm.
M neg (ton*m)	1,97	0,88	4,51	1 Ø 3/8" @ 20cm.

TRAMO 2 (Losa hall-tramo inclinado-descanso)

		a (cm)	As nec. (cm ²)	As colocado
M pos (ton*m)	0,26	0,11	0,58	1 Ø 3/8" @ 20cm.
M neg (ton*m)	0,51	0,22	1,13	1 Ø 3/8" @ 20cm.

TRAMO 3 (Descanso-tramo inclinado-losa hall)

		a (cm)	As nec. (cm ²)	As colocado
M pos (ton*m)	0,29	0,13	0,64	1 Ø 3/8" @ 20cm.
M neg (ton*m)	0,45	0,20	1,00	1 Ø 3/8" @ 20cm.

10.2 DISEÑO POR CORTE

Las fuerzas cortantes a "d" de la cara se obtienen de los resultados del análisis de los modelos estructurales. En la tabla 10.1 se presentan los resultados del diseño por corte.

Tabla 10.1 Diseño por Corte de la Escalera

Tramo	Vu max (ton)	Vu a "d" (ton)	f'c (kg/*cm ²)	b (cm)	d (cm)	phi Vc (ton)
Tramo 1	3,68	3,47	210	120	12	9,40
Tramo 2	1,66	1,45	210	120	12	9,40
Tramo 3	1,46	1,25	210	120	12	9,40

Verificamos que: $\phi \cdot V_c \geq V_u$ ----- ok!

10.3 ZAPATA DE LA ESCALERA

Como se ha mencionado en el Capítulo 4, el tramo inclinado de la escalera que une al 1er y 2do piso, está apoyado en una pequeña zapata. Las reacciones en dicho apoyo se obtienen haciendo un análisis del modelo estructural del Tramo 1 considerando, esta vez, cargas de servicio. Por lo tanto se tiene:

Cargas de Servicio

Tramo inclinado	W_u	=	1.26	Ton/m ²
Descanso (losa hall)	W_u	=	0.87	Ton/m ²

Del análisis obtenemos:

$$P = 1.80 \text{ Ton}$$

Sección de la Zapata

Altura (h)	=	0.50	m
Ancho (b)	=	0.30	m
Longitud (L)	=	1.30	m

Por lo tanto se obtiene: $\sigma_{actuante} = 4.61 \text{ ton/m}^2 \leq \sigma_{adm} = 10 \text{ ton/m}^2$

OK!

CONCLUSIONES

- ✓ Se puede apreciar que el valor de la fuerza cortante sísmica es del orden del 35% del peso de la edificación, valor considerable que es común para este tipo de sistema estructural de muros de ductilidad limitada, sobretodo considerando un suelo de baja resistencia como es nuestro caso.
- ✓ De acuerdo al análisis del modelo estructural del edificio se observa que las derivas máximas fueron de 0.0023 en la dirección X y de 0.0005 en Y, se comprueba que ambas son menores que el límite permitido de 0.005. Se verifica también que no se necesitan vigas de acoplamiento.
- ✓ Al predimensionar los muros con un espesor de 0.10m en ambas direcciones, se observa que debido a la gran cantidad de los mismos, el edificio tuvo desplazamientos totales y de entrepiso dentro del límite máximo establecido por la NEMDL, sin embargo no se tuvo una adecuada distribución de las fuerzas cortantes y momentos flectores. Así después de realizar el análisis considerando diversas alternativas en cuanto a los espesores de los muros, se decidió ampliar el espesor a 0.15m en todos los muros de la dirección X, excepto para el muro M15.
- ✓ Dado que existe menor densidad de muros en la dirección X, estos poseen alta cantidad de acero vertical y por lo tanto una alta resistencia a la flexión. Esto genera que el aporte de estos muros a los muros en la dirección Y sea alto, hasta el punto de hacer mucho mayores los momentos nominales de esta

dirección en comparación con los momentos de análisis, lo cual produce, en algunos casos, un aumento considerable del factor de la fuerza cortante (M_n/M_u).

- ✓ En el diseño por fuerza cortante de los muros no se consideró el aporte del concreto (V_c) debido a la carga axial tal como lo señala la Norma Peruana de Edificaciones. Debido a ello la cuantía de refuerzo horizontal distribuido en los muros fue mayor que si se hubiera considerado el aporte del concreto.
- ✓ Se tuvo que incrementar el ancho “b” del cimiento corrido hasta que los esfuerzos en el terreno sean menores al esfuerzo admisible para cargas de sismo. Debido a esto se unió todos los cimientos y se consideró a la cimentación como un solo bloque con la finalidad de ganar momento de inercia. Por lo tanto ya no se realizó una verificación de las presiones muro por muro, sino trabajando en conjunto.
- ✓ Se incrementó el área de la platea superficial de cimentación, adicionando 1.50m en cada uno de los extremos del edificio en la dirección Y, con la finalidad de que los esfuerzos en el terreno sean menores o iguales al esfuerzo admisible. Asimismo se colocaron vigas de cimentación exteriores e interiores para permitir un adecuado anclaje del refuerzo vertical de las placas.

BIBLIOGRAFÍA

- Estructuración y Diseño en Concreto Armado. Antonio Blanco B.
- Normas para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada, SENCICO, Lima, Octubre 2004.
- Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Sexta Edición-2005-1. Gianfranco Ottazzi P
- Diseño de Estructuras de Concreto Armado. 3ra Edición. Fondo Editorial PUCP. Teodoro Harmsen
- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. 3er Edición. González Cuevas, Robles
- 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.
- Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificación E.050- Suelos y Cimentaciones.
- Reglamento Nacional de Construcciones, Norma Técnica de Edificación E.060- Concreto Armado.
- Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones. ACI Capítulo Peruano.
- Análisis de Edificios. PUCP Fondo Editorial 1998. Ángel San Bartolomé
- Manual de ETABS v9.0.4. Análisis Estático y Dinámico Lineal y no Lineal de Edificios. Juan M Alfaro