

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
DE 7 PISOS CON MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA**

Tesis para optar el Título de INGENIERO CIVIL, que presentan las bachilleres:

Arabella Alexandra Vargas Castillo

Tracy Beatriz Terrazos Monroy

Asesor: Luis Javier Calua Vásquez

Lima, mayo de 2016

RESUMEN

En el presente trabajo se realizó el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete pisos con muros de concreto armado de ductilidad limitada en el distrito de San Martín de Porres. La capacidad portante del suelo es 3.5 kg/cm^2 . De manera adicional, se efectuó un cuadro comparativo del análisis sísmico con la norma sismorresistente 2016 para definir los parámetros y consideraciones generales.

El análisis estructural se efectuó mediante un modelo tridimensional, el cual se sometió a cargas de gravedad y sismo, con la finalidad de obtener los valores de fuerza última requeridos en el diseño según las especificaciones de la norma.

Se empleó superposición espectral en el análisis sísmico con la norma E.030 (2003) y con la nueva norma E.030 (2016). Se obtuvo valores de las derivas dentro de los parámetros permisibles establecidos en la norma E.030 (2003), correspondientes a 2 ‰ y 1.13 ‰ en la dirección X-X e Y-Y respectivamente. Para la nueva norma E.030 (2016) se obtuvo 3.04 ‰ en X-X y 1.69 ‰ en Y-Y.

Se efectuó el diseño considerando que la cimentación es una platea de 40cm de espesor, los muros tienen un espesor de 10 y 15 cm y las losas tienen un espesor de 10cm en toda su superficie a excepción de las zonas de baños, donde se utilizó 20cm de espesor.

Para el desarrollo de este proyecto se emplearon las siguientes normas del Reglamento Nacional de Edificaciones [1].

- Norma E.020 Cargas.
- Norma E.030 Diseño sismorresistente 2003.
- Norma E.030 Diseño sismorresistente 2016.
- Norma E.060 Concreto armado.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES.....	3
1.1 ANTECEDENTES	3
1.2 MARCO TEÓRICO.....	3
1.2.1 DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE MDL.....	3
1.2.2 VENTAJAS DEL SISTEMA DE MDL	4
1.2.3 DESVENTAJAS DEL SISTEMA DE MDL	5
1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO.....	5
1.4 MATERIALES SELECCIONADOS	10
1.4.1 CONCRETO:.....	10
1.4.2 ACERO DE REFUERZO:.....	10
1.4.3 SUELO:.....	10
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	11
2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	11
2.2. PREDIMENSIONAMIENTO.....	11
2.2.1. LOSAS MACIZAS	11
2.2.2 ESCALERAS.....	12
2.2.3 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.....	13
CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS	15
3.1 METRADO POR CARGAS DE GRAVEDAD	15
3.1.1 METRADO DE LOSA MACIZA	15
3.1.2 METRADO DE ESCALERA.....	15
3.2 METRADO POR CARGAS DE SISMO	16
3.2.1 METRADO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA.....	16
CAPÍTULO 4. ANÁLISIS SÍSMICO	20
4.1 DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS	20
4.2 MODELO ESTRUCTURAL.....	20
4.3 PARÁMETROS Y REQUISITOS GENERALES	20
4.3.1 PARÁMETROS DE SITIO	21
4.3.2 REQUISITOS GENERALES	22

4.4 ANÁLISIS ESTÁTICO	22
4.4.1 PERÍODO FUNDAMENTAL	23
4.4.2 FUERZA CORTANTE EN LA BASE	23
4.5 ANÁLISIS DINÁMICO	24
4.5.1 ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN	24
4.5.2 ANÁLISIS DE ACELERACIÓN ESPECTRAL	26
4.5.3 CRITERIOS DE COMBINACIÓN	27
4.5.4 DESPLAZAMIENTOS DE LA EDIFICACIÓN	27
4.5.5 CORTANTE DE DISEÑO.....	27
CAPÍTULO 5: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	29
5.1 CONSIDERACIONES GENERALES	29
5.1.1 CARGAS DE DISEÑO.....	29
5.1.3 HIPÓTESIS DE DISEÑO	29
5.1.4 COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE AMPLIFICACIÓN	30
5.1.5 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA.....	30
5.2 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS.....	30
5.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN	30
5.2.2 DISEÑO POR CORTANTE	32
5.2.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA	33
5.3 DISEÑO DE MUROS	38
5.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO.....	38
5.3.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	39
5.3.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE MURO	41
5.4 DISEÑO DE ESCALERAS	52
5.4.1 CONSIDERACIONES GENERALES	52
5.4.2 DISEÑO POR CORTE	53
5.4.3 DISEÑO POR FLEXIÓN	54
5.5 DISEÑO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN.....	56
5.5.1 CARACTERÍSTICAS DE LA PLATEA	56
5.5.2 ESFUERZOS EN EL SUELO	56
5.5.3 DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTANTE.....	57
CAPÍTULO 6. ANÁLISIS SÍSMICO CON LA NORMA E.030 (2016)	64
6.1 DESCRIPCIÓN DE DISEÑO	64
6.2 PARÁMETROS Y REQUISITOS GENERALES	64

6.2.1 PARÁMETROS DE SITIO	64
6.2.2 REQUISITOS GENERALES	65
6.3 ANÁLISIS ESTÁTICO	66
6.3.1 PERÍODO FUNDAMENTAL	66
6.3.2 FUERZA CORTANTE EN LA BASE	66
6.3.3 PESO DE LA EDIFICACIÓN	66
6.4 ANÁLISIS DINÁMICO	66
6.4.1 ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN	67
6.4.2 ANÁLISIS DE ACELERACIÓN ESPECTRAL	68
6.4.3 CRITERIOS DE COMBINACIÓN	69
6.4.4 DESPLAZAMIENTOS DE LA EDIFICACIÓN	69
6.4.5 CORTANTE DE DISEÑO	69
COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	71
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	73
ANEXO N° 1	74
ANEXO N° 2	75
ANEXO N° 3	76
ANEXO N° 4	77
ANEXO N° 5	78
ANEXO N° 6	79

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Estudio de Mecánica de Suelos.....	10
Tabla 2.1 Espesor de garganta de escalera.....	13
Tabla 2.2 Valores característicos de la escalera.....	13
Tabla 3.1 Metrado de losa maciza típica.....	15
Tabla 3.2 Metrado de losa maciza de azotea.....	15
Tabla 3.3 Factores y coeficientes para determinar la fuerza cortante en la base....	17
Tabla 3.4 Peso del cuarto de máquinas y ascensor.....	17
Tabla 3.5 Cargas muerta y viva de todos los pisos.....	18
Tabla 3.6 Peso total de la edificación.....	18
Tabla 3.7 Longitud total de muros en X-X y Y-Y.....	19
Tabla 4.1 Condiciones geotécnicas.....	21
Tabla 4.2 T_p y factor de amplificación sísmica.....	22
Tabla 4.3 Parámetros y requisitos generales.	22
Tabla 4.4 Períodos y masas participativas de los modos de vibración.....	25
Tabla 4.5 Modos de vibración predominantes en la dirección X-X.....	25
Tabla 4.6 Modos de vibración predominantes en la dirección Y-Y.....	25
Tabla 4.7 Valores de S_a para cada período.....	26
Tabla 4.8 Desplazamientos y máximas derivas en X-X y Y-Y.....	27
Tabla 4.9 Fuerza cortante estática, dinámica y factor de escala.....	28
Tabla 5.1 Factores de reducción de resistencia.....	30
Tabla 5.2 Acero máximo para losas.....	34
Tabla 5.3 Acero mínimo para losas.....	34
Tabla 5.4 Diseño por flexión y cortante en X-X de losa típica.....	36
Tabla 5.5 Diseño por flexión y cortante en Y-Y de losa típica.....	36
Tabla 5.6 Diseño por flexión y cortante en X-X de losa de azotea.....	37
Tabla 5.7 Diseño por flexión y cortante en Y-Y de losa de azotea.....	38

Tabla 5.8 Subdivisión de los muros en grupos.....	39
Tabla 5.9 Cargas en la base del muro M10.....	42
Tabla 5.10 Fuerzas últimas del muro M10.....	43
Tabla 5.11 Combinación de cargas para el muro M10.....	47
Tabla 5.12 Cortante último V_u (ton) y cortante de diseño ϕV_n (ton).....	50
Tabla 5.13 Fuerza cortante última (V_u) y fuerza cortante de diseño (ϕV_c).....	54
Tabla 5.14 Acero requerido y acero mínimo en primer piso y piso típico.....	55
Tabla 5.15 Valor máximo de presiones en el suelo por combinaciones de carga.....	56
Tabla 5.16 Diseño por flexión y cortante en X-X de platea.....	59
Tabla 5.17 Diseño por flexión y cortante en Y-Y de platea.....	60
Tabla 6.1 Parámetros y requisitos generales.....	65
Tabla 6.2 Períodos y masas participativas de los modos de vibración.....	67
Tabla 6.3 Modos de vibración predominantes en la dirección X-X.....	67
Tabla 6.4 Modos de vibración predominantes en la dirección Y-Y.....	67
Tabla 6.5 Valores de S_a para cada período.....	68
Tabla 6.6 Desplazamientos y máximas derivas en X-X y Y-Y.....	69
Tabla 6.7 Fuerza cortante estática, dinámica y factor de escala.....	70
Tabla 6.8 Porcentaje de variación de resultados del análisis comparativo.....	70

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Ensayo de tracción de una malla electro soldada y una varilla dúctil.....	4
Figura 1.2 Corte de Arquitectura A-A.....	6
Figura 1.3 Corte de Arquitectura B-B.....	7
Figura 1.4 Planta primer piso.....	8
Figura 1.5 Planta típica del segundo al séptimo piso.....	9
Figura 2.1 Esquema de escalera.....	12
Figura 2.2 Distribución de muros de espesores 10 y 15 cm.....	14
Figura 4.1 Vista en planta y tridimensional del modelo estructural.....	20
Figura 4.2 Espectro de respuesta de pseudo aceleración.....	26
Figura 5.1 Losa típica, espesores de 10 cm (azul) y 20 cm (verde).....	33
Figura 5.2 Losa de azotea, espesor de 10 cm.....	33
Figura 5.3 Momentos en la dirección X-X (ton-m/m) losa típica.....	35
Figura 5.4 Momentos en la dirección Y-Y (ton-m/m) losa típica.....	36
Figura 5.5 Momentos en la dirección X-X (ton-m/m) losa de azotea.....	37
Figura 5.6 Momentos en la dirección Y-Y (ton-m/m) losa de azotea.....	38
Figura 5.7 Geometría de muro M10.....	42
Figura 5.8 Distribución de acero en muro M10 primer piso.....	46
Figura 5.9 Diagrama de interacción en X-X del muro M10 (primer piso).....	47
Figura 5.10 Diagrama de interacción en Y-Y del muro M10 (primer piso).....	48
Figura 5.11 Detalles del diseño del muro M10.....	51
Figura 5.12 Tipos de detalle de muro M10.....	52
Figura 5.13 Diagrama de fuerzas cortantes (ton) escalera primer piso.....	53
Figura 5.14 Diagrama de fuerzas cortantes (ton) escalera piso típico.....	53
Figura 5.15 Diagrama de momentos flectores (ton-m) escalera primer piso.....	54
Figura 5.16 Diagrama de momentos flectores (ton-m) escalera piso típico.....	54
Figura 5.17 Esquema de distribución de acero en escalera (tramo1-primer piso).....	55

Figura 5.18 Presiones en el suelo (kg/cm ²) combinación de carga muerta y viva.....	57
Figura 5.19 Momentos flectores en la dirección X-X (ton-m/m) platea.....	59
Figura 5.20 Momentos flectores en la dirección Y-Y (ton-m/m) platea.....	59
Figura 5.21 Pit del ascensor.....	61
Figura 5.22 Diagrama de fuerzas de empuje del suelo.....	62
Figura 5.23 Diagramas de fuerza cortante y momento flector.....	62
Figura 6.1 Espectro de respuesta de pseudo aceleración.....	68





INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo se efectuó el predimensionamiento, análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de siete pisos ubicado en el distrito de San Martín de Porres. La capacidad portante del suelo es de 3.5 kg/cm^2 y la cimentación consiste en una platea apoyada sobre terreno natural.

Se emplearon los siguientes software: ETABS, SAP2000 y SAFE.

En el capítulo 1 se describen los antecedentes y el marco teórico referente a la definición de los muros de ductilidad limitada, las ventajas y las desventajas de su uso. Se mencionan, además, las características del edificio en cuanto a arquitectura, suelo y sistema estructural.

El capítulo 2 presenta la justificación del predimensionamiento seleccionado para los elementos estructurales en el siguiente orden: losas macizas, escaleras y muros de ductilidad limitada.

El metrado de cargas es descrito en el capítulo 3. En este se presenta el metrado por cargas de gravedad para losas y escaleras. En el caso de losas se evalúan las cargas para la losa maciza en piso típico y en la azotea. En el caso de la escalera se efectúa el metrado según las dimensiones de paso, contrapaso y espesor de garganta preseleccionado.

En el capítulo 4 se desarrolla el análisis sísmico con la norma sismorresistente E.030 del año 2003. Primero se desarrolla el análisis estático y luego el análisis dinámico. Se comprueba que los valores de las derivas en la dirección X y en la dirección Y son menores que el valor máximo especificado en la norma.

El capítulo 5 está enfocado en el diseño de los elementos estructurales. Se presentan las consideraciones generales y las hipótesis de diseño. Según corresponda, se efectúa el diseño por flexión, cortante y flexo compresión para muros, losas, escaleras y la platea de cimentación. Además, se calculan los parámetros de cuantía mínima para cada diseño y el acero requerido.

El capítulo 6 se centra en comparar los resultados del análisis sísmico con los obtenidos usando la norma sismorresistente vigente (2016). De modo análogo al análisis realizado con la norma E.030 (2003), se definen los nuevos parámetros y consideraciones generales donde se evidencian las variantes que propone la norma E.030-2016, así como los valores que se mantienen.

Finalmente, se presentan las conclusiones de cada capítulo. Se muestran en conjunto los resultados obtenidos de cada elemento estructural y los comentarios producto del aprendizaje obtenido en el desarrollo.



CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES

1.1 ANTECEDENTES

En el 2001 se inició una tendencia creciente en el uso de edificios destinados a vivienda familiar empleando muros de concreto armado de espesor delgado de ductilidad limitada (MDL) como proceso constructivo. Debido a esto, se requirió normalizar su uso mediante la colaboración de diversas instituciones y profesionales. Por ello, en el 2004 se obtuvo dos adendas a las normas E.030 y E.060 para el uso de este sistema estructural, de modo que permita un adecuado comportamiento durante la actividad sísmica [2].

En la actualidad, si bien se propuso publicar una norma exclusiva para los MDL, el proceso de diseño se encuentra contenido en la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado (2009).

La difusión de este sistema constructivo se debe en gran porcentaje al bajo costo en cuanto al proceso y tiempo de construcción.

1.2 MARCO TEÓRICO

1.2.1 DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE MDL

Son denominados edificios con muros de ductilidad limitada (MDL) aquellos sistemas de concreto armado conformados por muros portantes de espesor delgado de 10 a 15 cm de espesor. En estos muros no es posible confinar los extremos mediante el uso de estribos a corto espaciamiento ni el uso de doble malla de refuerzo porque se generaría congestión y dificultaría el paso del concreto, lo cual causa problemas como cangrejas o fisuras [3]. Los sistemas de piso son losas macizas que cumplen la función de diafragma rígido.

En el sistema no se desarrollan desplazamientos inelásticos importantes [4]. En los muros se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola hilera. La ductilidad final del muro para deformaciones inelásticas está altamente influenciada por la capacidad de deformación del elemento de refuerzo. Comúnmente este tipo de muros era construido con una malla electro soldada, pero también puede ser construido con varillas

convencionales, sin embargo, solo con refuerzo central de malla presenta muy poca ductilidad.

La figura 1.1 muestra una comparación. [3]

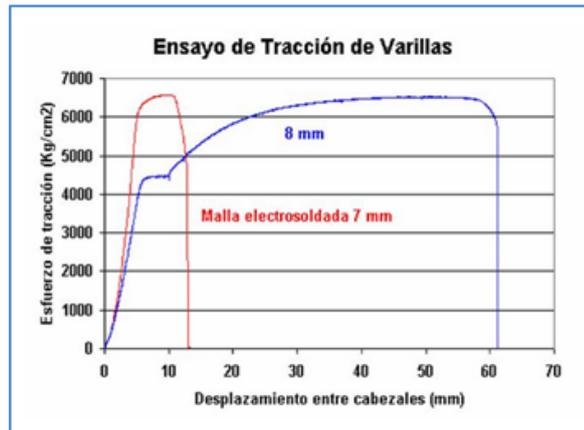


Figura 1.1 Ensayo de tracción de una malla electro soldada y una varilla dúctil

En el caso de los edificios con MDL, los muros son portantes de las cargas de gravedad y de las fuerzas laterales de sismo; por ello deben diseñarse como elementos sometidos a flexocompresión y a fuerza cortante.

1.2.2 VENTAJAS DEL SISTEMA DE MDL

Desde el punto de vista estructural, el uso de muros de concreto asegura las propiedades resistentes y una adecuada rigidez para soportar sismos y cargas.

Las ventajas de este sistema se han consolidado principalmente en tres ámbitos: en lo constructivo, en lo arquitectónico y en lo social. [5]

En lo **constructivo**, la principal ventaja en los sistemas de MDL es la rapidez de su proceso constructivo en comparación con los sistemas tradicionales de albañilería. Esto se debe a que la distribución similar permite el uso de encofrados fáciles de armar y desarmar, lo que permite construir un departamento por día. [3]

De forma adicional, la rapidez tiene una incidencia en el costo, debido a que este método permite la reducción de la partida de mano de obra. Se ha estimado que un muro de concreto armado tiene el mismo costo que un muro de albañilería confinada y tarrajada, pero en cuanto a tiempo de construcción el segundo supera ampliamente al primero. [3]

En lo **arquitectónico**, el uso del encofrado permite diseñar los departamentos por módulos típicos, de modo adicional brinda acabados que sólo requieren tratamiento superficial elemental o solaqueo; por tanto, la posible ausencia de tarrajeo representa un ahorro económico.

En lo **social**, ya que el costo final de este tipo de sistema será menor en comparación con otros tradicionales, es una alternativa para la obtención de vivienda propia en familias de los sectores económicos C y D. [6]

1.2.3 DESVENTAJAS DEL SISTEMA DE MDL

Dado al reciente uso del sistema de MDL, no se sabe con certeza el comportamiento real de los edificios ante un sismo en el Perú. Evaluado desde los tres ámbitos considerados anteriormente se tiene lo siguiente:

Durante el proceso constructivo, este tipo de edificios es propenso a la formación de fisuras en muros y techos, la congestión de aceros y tuberías conduce a la formación de cangrejas y segregación del concreto. [3]. Por otro lado, se pueden evidenciar problemas de empalmes de aceros a la misma altura.

Desde el punto de vista arquitectónico, se presentan incidencias en el confort de los ocupantes, ya que no son estructuras con adecuado aislamiento térmico. Del mismo modo presenta deficiencias acústicas, ya que los muros delgados no aíslan adecuadamente el ruido entre ambientes. [5]

En lo social, la formación de grietas genera desconfianza entre los usuarios. Por otro lado, dado que todos los muros tienen capacidad portante, imposibilita la modificación y ampliación de ambientes sin un adecuado estudio. [3]

Las ventajas y desventajas antes descritas evidencian lo importante de esta alternativa y su aporte en el sector de construcción de nuestro país.

1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

El edificio pertenece a un conjunto habitacional ubicado en el distrito de San Martín de Porres. Consta de 18 bloques de edificios con estacionamientos

ubicados en las áreas comunes externas a cada bloque en un área total de 22 678.4 m².

El edificio multifamiliar es de 7 pisos con un área techada de 272.85 m² por piso, alturas de entrepiso de 2.40 m y una altura total de 16.80 m.

El edificio consta de un ingreso principal que conduce hacia los departamentos del primer nivel y hacia los dos ascensores y la escalera para el acceso a los niveles superiores.

La planta del edificio es típica y tiene 4 departamentos por nivel los cuales están conformados por sala-comedor, cocina-lavandería, pasadizo, dos dormitorios simples, un dormitorio principal con baño y un baño de uso común. Cada departamento posee aproximadamente 60 m² de área.

Las figuras 1.2, 1.3, 1.4 y 1.5 muestran el corte A-A, corte B-B, la planta del primer piso y las plantas típicas del segundo al séptimo piso respectivamente.

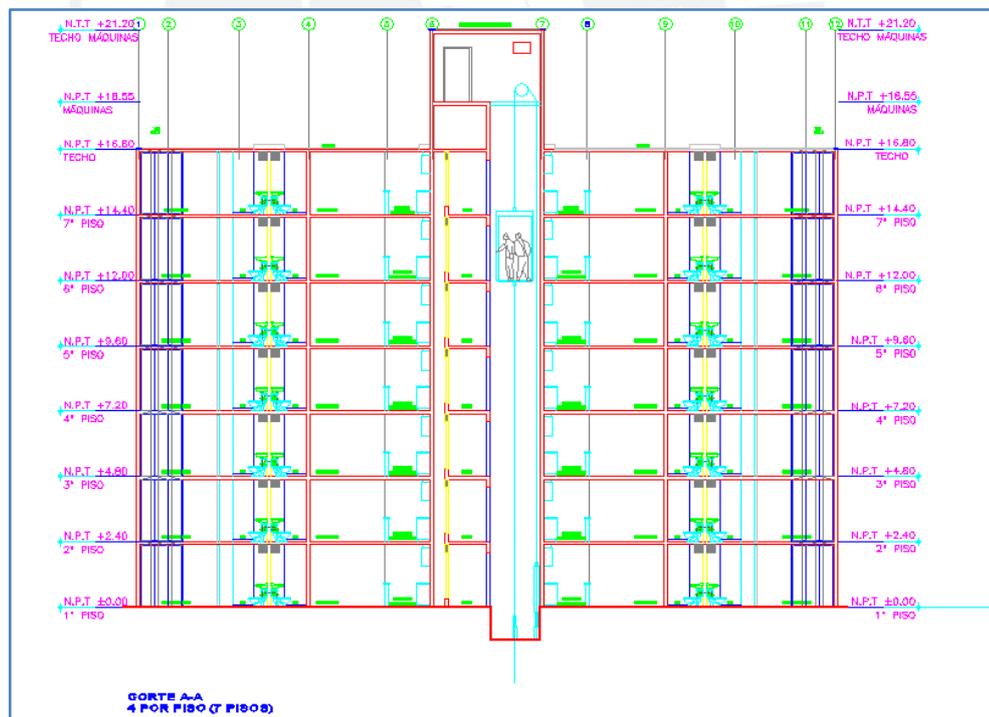


Figura 1.2 Corte de arquitectura A-A

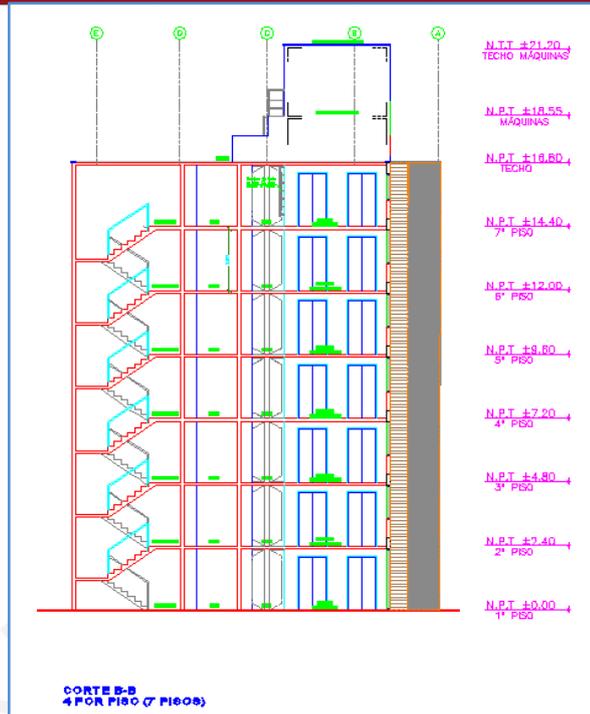


Figura 1.3 Corte de arquitectura B-B

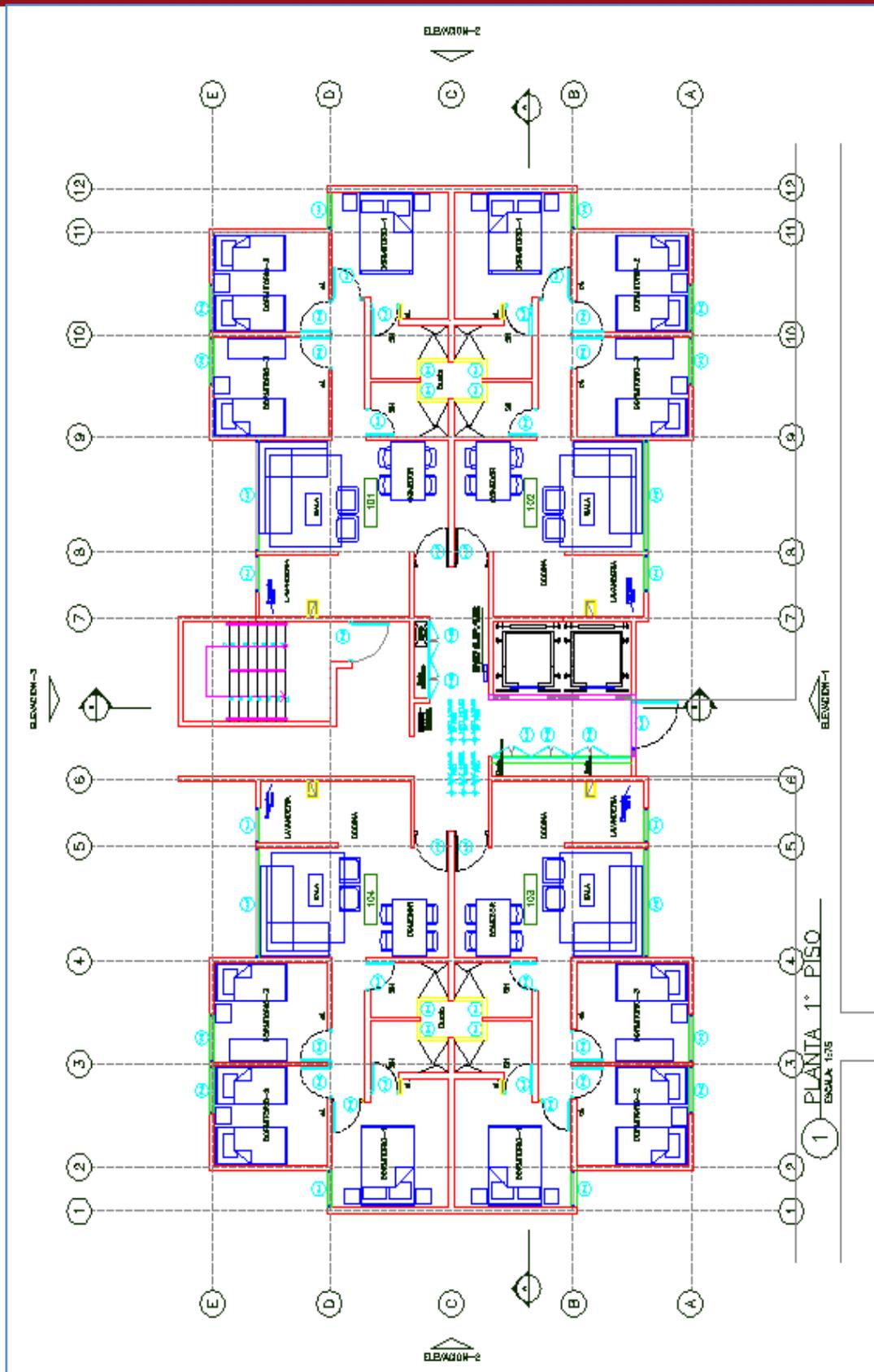


Figura 1.4 Planta primer piso

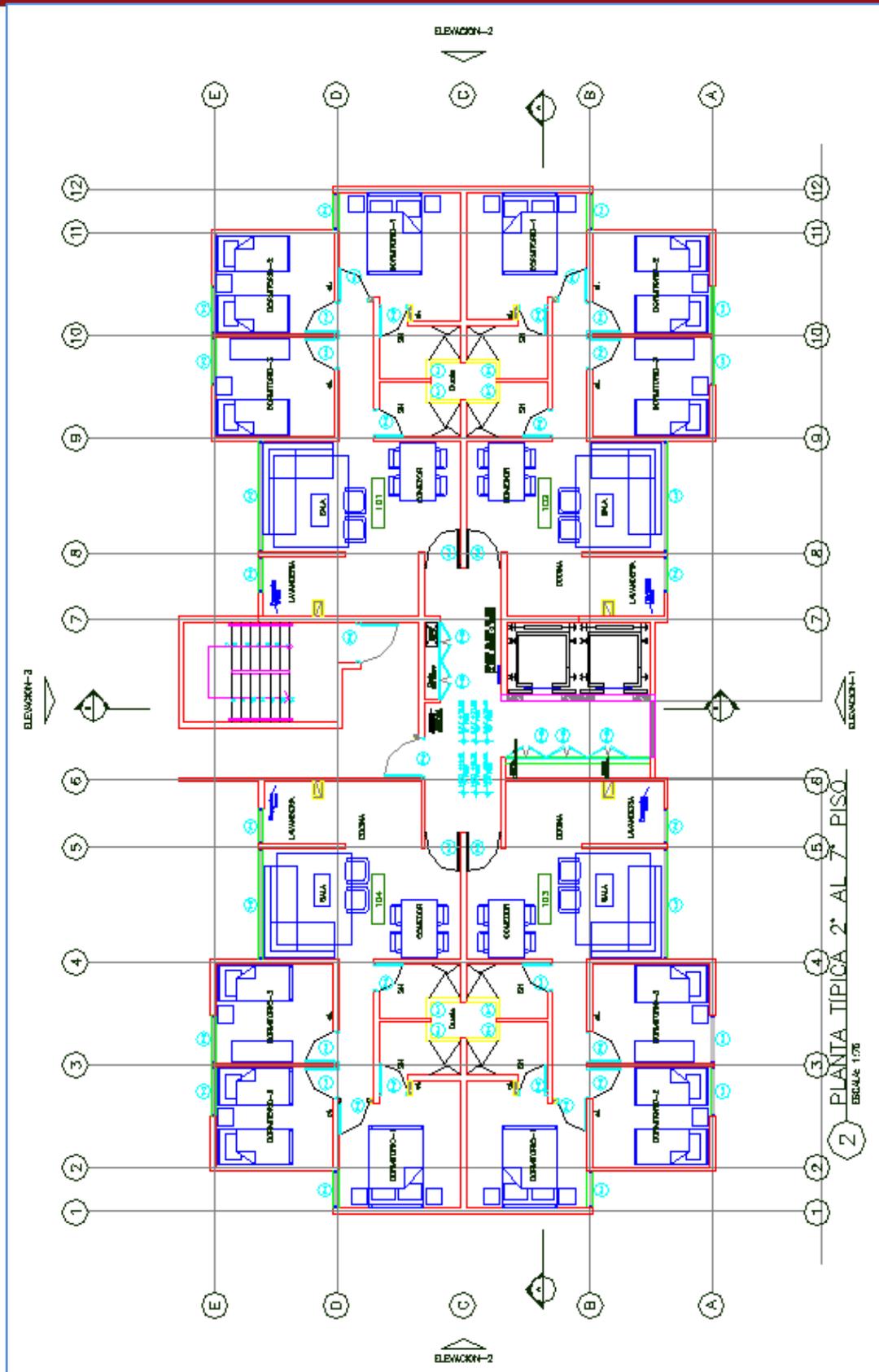


Figura 1.5 Planta típica del segundo al séptimo piso

1.4 MATERIALES SELECCIONADOS

Los materiales a emplear son concreto armado y acero de refuerzo habilitado en obra.

1.4.1 CONCRETO: material hidráulico conglomerante compuesto de cemento, arena, piedra y agua.

- Resistencia a la compresión $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Platea)
- Módulo de Poisson $\nu = 0.15$
- Módulo de elasticidad $E = 2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $E = 2.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ (Platea)
- Peso específico $\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$

1.4.2 ACERO DE REFUERZO: varillas corrugadas.

- Límite de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

1.4.3 SUELO:

La tabla 1.1 muestra las características del estudio de suelos considerado.

Tabla 1.1 Estudio de Mecánica de Suelos

Tipo de cimentación	Platea de concreto armado.
Estrato de apoyo	Grava arenosa medianamente densa.
Profundidad mínima de cimentación	DF = 0.00m
Presión admisible	3.5 kg/cm ²
Profundidad de Nivel Freático	No encontrado.
Recomendaciones adicionales	No se encontró presencia de sulfatos ni sales agresivas. Usar cemento Portland Tipo I.
Agresividad del suelo a la cimentación	No detectada.

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

De acuerdo al concepto definido para muros estructurales, el plano arquitectónico seleccionado es coherente con los criterios necesarios para seleccionar como sistema estructural de Muros de Ductilidad Limitada. Las características principales consideradas son la existencia de muros de espesores de 10 y 15 cm en ambas direcciones y el número de pisos, correspondiente al máximo según lo contemplado en la norma E.060 de Concreto Armado.

Por otro lado, según lo descrito en las ventajas del empleo de este sistema, desde el ámbito económico, los MDL son una propuesta atractiva para el proyecto en su fase constructiva y una de las más favorables alternativas en cuanto al tiempo de colocación en obra.

Del mismo modo, según lo descrito y dependiendo del espesor de muros dispuestos, se consideró conveniente emplear acero convencional para el diseño de MDL para todos los muros de la estructura (no se usarán mallas electro soldadas), según lo dispuesto en la Norma E.060 de Concreto en 21.9.2 y 21.9.3 correspondiente a especificaciones para muros estructurales aplicable a MDL [1].

2.2. PREDIMENSIONAMIENTO

2.2.1. LOSAS MACIZAS

Según recomendaciones del Ingeniero Blanco [8], el espesor de la losa debe ser mayor a la división del perímetro del paño por 180. Se toma el paño con mayor perímetro comprendido entre los ejes 6-7 y G-K.

$$h \geq \frac{\text{Perímetro}}{180} \quad \rightarrow \quad h \geq \frac{1615\text{cm}}{180}$$

$$h \geq 8.97\text{cm}$$

Se escogió una losa de 10 centímetros de espesor para toda el área, exceptuando las zonas de baño, las cuales tendrán losas de 20 centímetros de espesor para facilitar las instalaciones sanitarias.

2.2.2 ESCALERAS

La figura 2.1 muestra un esquema de la escalera.

Se tiene:

H_n : Altura de entrepiso

L_n : Proyección horizontal del tramo inclinado de la escalera

p : Paso

cp : Contrapaso

t : Espesor de garganta

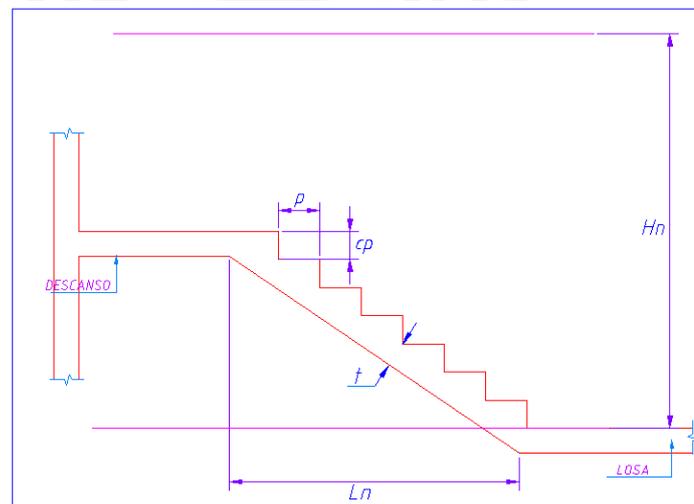


Figura 2.1 Esquema de escalera

Para la dimensión del paso se tomó un valor de $p = 0.25$ m.

El contrapaso se halla dividiendo la altura de entrepiso por el número de contrapasos que propone la arquitectura [3]. En nuestro caso se tiene una altura de entrepiso de 2.4 metros y 14 contrapasos, por lo tanto:

$$cp = \frac{H_n}{\text{contrapasos}} \rightarrow \frac{2.4}{14} = 0.171m$$

El espesor de la garganta de la escalera se halla considerando la siguiente expresión [10]:

$$t = \frac{Ln}{25} \approx \frac{Ln}{20}$$

Según la arquitectura propuesta L_n mide 1.5 metros. Como se puede observar en la tabla 2.1 el espesor de garganta como mínimo debe tener una dimensión de 0.10 m. Para este proyecto se tomará un espesor de 0.15 m para facilitar el vaciado de concreto y evitar problemas de vibración.

Tabla 2.1 Espesor de garganta de escalera

	$L_n/25$	$L_n/20$
t (espesor de garganta)	0.07 m	0.08 m

La tabla 2.2 resume los valores del pre dimensionamiento de la escalera.

Tabla 2.2 Valores característicos de la escalera

H_n	2.40 m
L_n	1.50 m
p	0.25 m
c_p	0.171 m
t	0.15 m

2.2.3 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

De acuerdo a la arquitectura proporcionada se identificaron espesores de 10 y de 15 cm.

La figura 2.2 muestra los muros a los que se les asignó un color específico de acuerdo a su espesor:

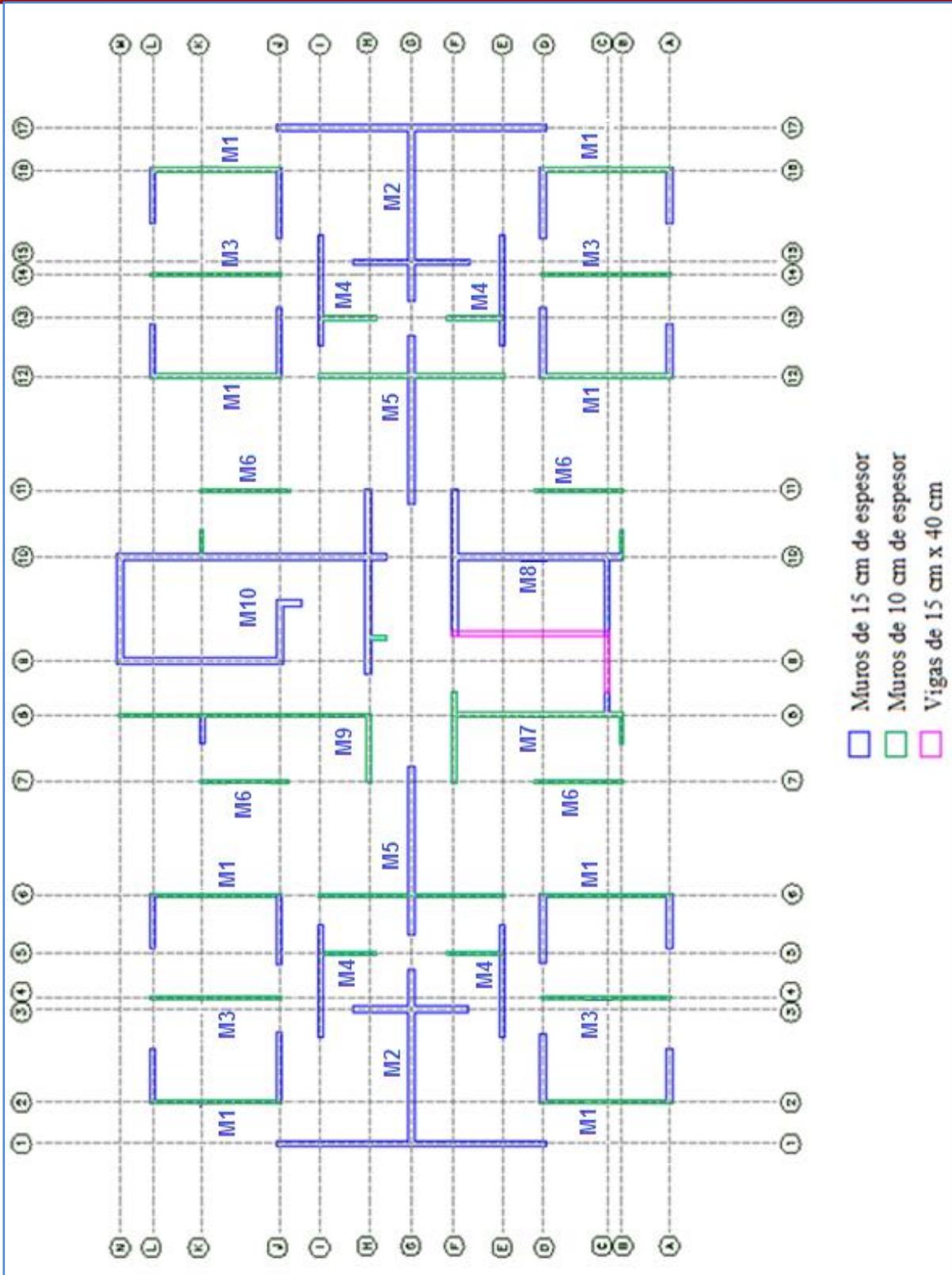


Figura 2.2 Distribución de muros de espesores 10 y 15 cm

CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS

Conforme a los elementos estructurales identificados, el metrado correspondiente a esta estructura se realizará desde dos aspectos: el metrado por cargas de gravedad y el metrado por cargas de sismo. El metrado por cargas de gravedad se efectuará para las losas macizas y escaleras. Por otro lado, se realizará el metrado por cargas de sismo o fuerzas laterales para comprobar la longitud de los MDL en cada dirección.

3.1 METRADO POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1.1 METRADO DE LOSA MACIZA

Se tienen losas macizas de 10 cm y de 20 cm de espesor, además se considera un piso terminado de 2.5 cm de espesor con un peso de 50 kg/m². Las tablas 3.1 y 3.2 muestran el metrado de cargas tanto para piso típico como para azotea.

Tabla 3.1 Metrado de losa maciza típica

Losa techo típico	Peso propio (kg/m ²)	Piso terminado (kg/m ²)	Total carga muerta (kg/m ²)	Total carga viva (kg/m ²)
h=0.10 cm	240	50	290	200
h=0.20 cm	480	50	530	200

Tabla 3.2 Metrado de losa maciza de azotea

Losa techo azotea	Peso propio (kg/m ²)	Piso terminado (kg/m ²)	Total carga muerta (kg/m ²)	Total carga viva (kg/m ²)
h=0.10 cm	240	50	290	100

3.1.2 METRADO DE ESCALERA

Para el metrado de la escalera se consideró una carga muerta según recomendaciones del Ingeniero San Bartolomé [9]. Para la carga viva se consideró 200kg/m² como se recomienda en la Norma de Cargas E.020 [1].

Con los valores de la tabla 2.2 y con la siguiente expresión, calculamos el peso por metro cuadrado de escalera [9]:

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

Donde w_{pp} es el peso por metro cuadrado de escalera.

Reemplazando, se tiene:

$$w_{pp} = 2.4 \times \left[\frac{0.171}{2} + 0.15 \cdot \sqrt{\left(\frac{0.171}{0.25}\right)^2 + 1} \right]$$

$$w_{pp} = 0.64 \text{ ton/m}^2$$

Considerando además el peso del piso terminado, la carga muerta resulta:

$$CM = 0.64 + 0.05 = 0.69 \text{ ton/m}^2$$

Para carga viva se utiliza:

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

3.2 METRADO POR CARGAS DE SISMO

3.2.1 METRADO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

En esta sección se verifica la longitud de muros en cada dirección principal. Para este cálculo se considerará que el 100% de la cortante basal será absorbida en su totalidad por la sección del concreto.

Se considera adicionalmente al peralte efectivo (d) como el 80% del valor de la longitud del muro, estableciéndose la siguiente relación.

$$d = 0.8L$$

Se define a la cortante de diseño con la expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (\text{Kg y cm})$$

Reemplazando en ésta el valor del peralte efectivo y despejando L (longitud de muros) tenemos:

$$L = \frac{V}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times 0.8} \quad (\text{Kg y cm})$$

Para el cálculo de la cortante basal se tomaron en cuenta los parámetros y requisitos definidos en la norma E.030-2003[1] (Tabla 3.3) y la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P \quad (\text{ton})$$

Los valores de Z, U, C, S y R son explicados en 4.3 (*Parámetros y requisitos generales*).

Tabla 3.3 Factores y coeficientes para determinar la fuerza cortante en la base

Factor de zona	Z	0.4
Factor de uso	U	1
Factor de suelo	S	1
Coficiente de reducción de fuerza sísmica	R	3
Coficiente de amplificación sísmica	C	2.5

En cuanto al peso de la edificación se realizó el cálculo correspondiente. Se asumió 1000 kg/m² como peso del ascensor y cuarto de máquinas. Además, según el artículo 16.3 de la norma E.030, el peso (P) se considera tomando la carga permanente y total de la edificación adicionando el 25% de la carga viva o sobrecarga para el caso de edificaciones de la categoría C. Las tablas 3.4, 3.5 y 3.6 muestran los cálculos realizados.

Tabla 3.4 Peso del cuarto de máquinas y ascensor

PESO CUARTO DE MÁQUINAS Y ASCENSOR			
	Carga (Ton/m ²)	Área (m ²)	Peso (Ton)
Carga muerta	1.0	16.2	16.20
Carga viva	0.1	16.2	1.62
		Peso Total	17.82

Tabla 3.5 Cargas muerta y viva de todos los pisos

CARGA MUERTA						
PISOS 7, 6, 5, 4, 3, 2 Y 1						
	Peso específico (Ton/m ³)	Área (m ²)	Espesor (m)	Número de veces	Altura (m)	Peso (Ton)
Losa maciza	2.4	272.85	0.1	1	–	65.48
Muros						
M1	2.4	0.763	–	8	2.4	35.14
M2	2.4	2.051	–	2	2.4	23.63
M3	2.4	0.328	–	4	2.4	7.55
M4	2.4	0.552	–	4	2.4	12.71
M5	2.4	1.075	–	2	2.4	12.38
M6	2.4	0.220	–	4	2.4	5.07
M7	2.4	0.779	–	1	2.4	4.49
M8	2.4	1.508	–	1	2.4	8.68
M9	2.4	0.855	–	1	2.4	4.92
M10	2.4	3.026	–	1	2.4	17.43
						197.49
CARGA VIVA						
			S/C (Ton/m ²)	Área (m ²)	%Carga viva	Peso (Ton)
Azotea	Piso 7		0.1	272.85	0.25	6.82
Piso típico	Pisos 6, 5, 4, 3, 2 y 1		0.2	272.85	0.25	13.64

Con los cálculos de las tablas 3.4 y 3.5 se halló el peso total de la edificación. El peso (P) del edificio se muestra en la tabla 3.6.

Tabla 3.6 Peso total de la edificación

	Peso (Ton)
Cuarto de máquinas y ascensor	17.82
Piso 7	197.49 + 6.82
Pisos 6, 5, 4, 3, 2 y 1	197.49 + 13.64
PESO DEL EDIFICIO (P)	17.82 + 204.31 + 6 * (211.13)
	1488.93

Reemplazando en la expresión de la cortante basal se tiene:

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

$$V = \frac{0.4 \times 1 \times 2.5 \times 1}{3} \times 1488.93$$

$$V = 496.31ton$$

A continuación se calcula la longitud mínima de muros en cada dirección (si todos fueran de 10 cm de espesor):

$$L = \frac{496.31 \times 1000}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{175} \times 10 \times 0.8 \times 100}$$

$$L = 104.10m$$

Dado que se han considerado muros de 10 cm y de 15 cm se efectuó, para los muros de 15 cm, una transformación del espesor en longitud para evaluar todos los muros en los parámetros de 10 cm.

La tabla 3.7 muestra las longitudes de muros en X-X y Y-Y propuestas en la arquitectura.

Tabla 3.7 Longitud total de muros en X-X y Y-Y

Longitud total en X-X (m)	110.20
Longitud total en Y-Y (m)	125.90

Se comprueba que en ambas direcciones se obtienen longitudes mayores a la mínima hallada.

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS

El análisis sísmico busca determinar las fuerzas y desplazamientos que se producen en todos los elementos estructurales del edificio, para luego realizar el diseño correspondiente.

Para este análisis, conforme a lo realizado, se emplearán los dos tipos de metrado utilizados: el metrado por cargas de gravedad y el metrado por cargas de sismo.

4.2 MODELO ESTRUCTURAL

Para el análisis del edificio se realizó un modelaje tridimensional en ETABS (Figura 4.1). Los muros se modelaron como elementos bidimensionales según sus espesores (10 y 15 cm).

Por cada piso se asignó un diafragma rígido (tres grados de libertad por cada piso) y todos los elementos verticales se consideraron como empotrados en la base.

Las cargas debidas al peso de las losas fueron asignadas a elementos área (membrana), las cuales solo tienen la finalidad de transmitir las cargas gravitacionales a los muros.

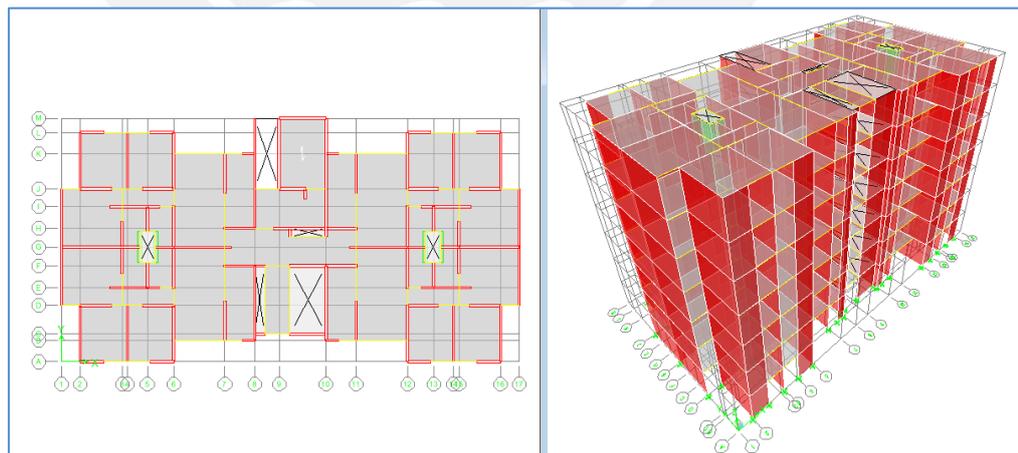


Figura 4.1 Vista en planta y tridimensional del modelo estructural

4.3 PARÁMETROS Y REQUISITOS GENERALES

Se describen a continuación los parámetros según la Norma E.030 (2003) [1] y un cuadro resumen con ellos.

4.3.1 PARÁMETROS DE SITIO

ZONIFICACIÓN

Según el artículo 5 de la norma sismorresistente del año 2003, el territorio peruano está dividido en tres zonas sísmicas; definido como Z, este parámetro cuantifica la aceleración máxima del terreno con la probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. De acuerdo a la ubicación geográfica, la ciudad de Lima está contemplada como Zona 3 con el factor correspondiente **Z=0.4**.

CONDICIONES GEOTÉCNICAS

En su artículo 6, la Norma E.030 (2003) clasifica a los perfiles de suelo de acuerdo a sus propiedades mecánicas, a la profundidad del estrato, al período fundamental de vibración y a la velocidad de propagación de las ondas de corte; según esta clasificación se consideran cuatro perfiles de suelo, los mismos que van asociados a un factor de amplificación S y a un parámetro T_p .

De acuerdo a la información proporcionada por el estudio de suelos correspondiente, se tiene un suelo tipo S1 (Tabla 4.1).

Tabla 4.1 Condiciones geotécnicas

Condiciones geotécnicas			
Tipo	Descripción	Tp (s)	S
S1	Suelo rígido	0.4	1.0

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

Este coeficiente es interpretado como el factor de amplificación de la respuesta de la estructura con respecto a la aceleración del suelo. Según el artículo 7 de la norma sismorresistente 2003, este factor se puede encontrar con la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

Donde:

T es el período de la estructura que se define en el artículo 17 o artículo 18 de la norma.

En ambas direcciones se encontró que el valor de C es 2.5 puesto que el valor

de T (ver 4.4.1) es menor que T_p , haciendo que la expresión supere el valor de 2.5 establecido como máximo.

En la tabla 4.2 se tiene:

Tabla 4.2 T_p y factor de amplificación sísmica

T_p (s)	0.4
C	2.5

4.3.2 REQUISITOS GENERALES

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES

Según la tabla N°3 del artículo 10 de la norma E.030 del año 2003 [1] (Anexo N° 1), el edificio clasifica como categoría C (edificaciones comunes) y le corresponde un factor de uso o importancia de $U=1$.

SISTEMA ESTRUCTURAL

Según la Tabla N° 5 del artículo 11 de la norma E.030 del año 2003 (Anexo N° 2), el edificio clasifica como irregular en planta debido a esquinas entrantes.

Para el sistema estructural definido (muros de ductilidad limitada) el factor de reducción de fuerza sísmica es $R=4$. Sin embargo, teniendo en cuenta que la planta del edificio es irregular, se multiplica este valor por 0.75 según lo indicado en el artículo 12, inciso 5 de la norma; por lo tanto, el valor que se tomará para ambas direcciones es **$R=3$** .

Se muestran los valores tomados para el análisis en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Parámetros y requisitos generales

Z	0.4	Zona 3
U	1	Edificación común
S	1	S1
R	3	MDL (Planta irregular)
T_p (s)	0.4	
C	2.5	
ZUCS/R	0.333	

4.4 ANÁLISIS ESTÁTICO

El artículo 17 de la norma E.030 (2003), define al análisis estático como un método que representa a las sollicitaciones sísmicas mediante fuerzas

horizontales que actúan en cada nivel de la edificación. También señala en el artículo 14 (14.2) que para diseñar con este método se requiere que la edificación sea regular y de no más de 45 metros de altura. En caso de presentarse irregularidad, la altura de la edificación no debe superar los 15 metros.

4.4.1 PERÍODO FUNDAMENTAL

En el artículo 17.2 la norma E.030 (2003) nos permite hallar el período fundamental de la edificación de manera aproximada con el uso de la siguiente expresión:

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

Donde:

$C_T = 60$ (Estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte).

$h_n = 16.80m$ (Altura total en metros).

Entonces se tiene para ambas direcciones:

$$T_{xx} = T_{yy} = \frac{16.80}{60} = 0.28s$$

4.4.2 FUERZA CORTANTE EN LA BASE

El artículo 17.3 de la norma E.030 (2003) propone una expresión para calcular, en la dirección que corresponda, la fuerza cortante en la base de la estructura:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P \quad (ton)$$

Considerándose un valor mínimo para C/R:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

En nuestro caso, reemplazando los parámetros antes definidos, tenemos:

$$V = \frac{0.4 \times 1 \times 2.5 \times 1}{3} \times P \quad \rightarrow \quad V = 0.333 \times P$$

4.5 ANÁLISIS DINÁMICO

En el artículo 18, la norma E.030 (2003) establece dos maneras de realizar el análisis dinámico, el primero es un procedimiento de superposición espectral y el segundo es un análisis tiempo - historia.

Nuestro caso contempla una edificación convencional, por tanto se realizará el análisis mediante superposición espectral.

4.5.1 ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN

Los modos de vibración que presentan las edificaciones dependen de la rigidez de la estructura y de la distribución de masas. Cada modo de vibración tiene una forma y un período que lo define. La cantidad de modos de vibración depende de los grados de libertad que existan por cada nivel.

El proyecto contempla como diafragmas rígidos a todos los techos, por lo tanto por cada nivel existen tres grados de libertad (dos de desplazamiento y uno de giro). Considerando los siete niveles, el total de grados de libertad es de 21, por lo que la edificación en estudio posee 21 modos de vibración.

La tabla 4.4 muestra los períodos y las masas participativas para cada dirección.

Tabla 4.4 Períodos y masas participativas de los modos de vibración

Modo	Período (s)	% Masa participativa X-X	% Masa participativa Y-Y
1	0.29	67.31	0.00
2	0.21	0.54	11.46
3	0.19	0.14	57.35
4	0.06	20.37	0.00
5	0.04	0.04	2.83
6	0.04	0.00	18.55
7	0.03	6.33	0.00
8	0.02	0.00	1.35
9	0.02	0.00	4.45
10	0.02	2.95	0.00
11	0.01	0.00	2.14
12	0.01	0.00	0.24
13	0.01	1.46	0.00
14	0.01	0.00	1.05
15	0.01	0.00	0.01
16	0.01	0.66	0.00
17	0.01	0.00	0.45
18	0.01	0.00	0.00
19	0.01	0.18	0.00
20	0.01	0.00	0.12
21	0.01	0.00	0.00

Según el artículo 18.2 de la norma E.030 (2003), se deben considerar los modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, además debe tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en cada dirección.

Las tablas 4.5 y 4.6 muestran los modos considerados en cada dirección.

Tabla 4.5 Modos de vibración predominantes en la dirección X-X

Modo	Período (s)	Masa Participativa (%) Dirección X-X
1	0.29	67.31
4	0.06	20.37
7	0.03	6.33
Total		94.02

Tabla 4.6 Modos de vibración predominantes en la dirección Y-Y

Modo	Período (s)	Masa Participativa (%) Dirección Y-Y
3	0.19	57.35
6	0.04	18.55
2	0.21	11.46
9	0.02	4.45
Total		91.81

4.5.2 ANÁLISIS DE ACELERACIÓN ESPECTRAL

Se hará uso de un espectro inelástico de pseudo aceleración para ambas direcciones X-X y Y-Y, el cual se define a través de la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g \quad (m/s^2)$$

La tabla 4.7 muestra los valores de pseudo aceleración para un rango de períodos de 0 a 2 segundos a intervalos de 0.05 segundos y se grafica en la figura 4.2.

Tabla 4.7 Valores de S_a para cada período

T (s)	S_a (m/s ²)	T (s)	S_a (m/s ²)
0.00	3.270	1.05	1.246
0.05	3.270	1.10	1.189
0.10	3.270	1.15	1.137
0.15	3.270	1.20	1.090
0.20	3.270	1.25	1.046
0.25	3.270	1.30	1.006
0.30	3.270	1.35	0.969
0.35	3.270	1.40	0.934
0.40	3.270	1.45	0.902
0.45	2.907	1.50	0.872
0.50	2.616	1.55	0.844
0.55	2.378	1.60	0.818
0.60	2.180	1.65	0.793
0.65	2.012	1.70	0.769
0.70	1.869	1.75	0.747
0.75	1.744	1.80	0.727
0.80	1.635	1.85	0.707
0.85	1.539	1.90	0.688
0.90	1.453	1.95	0.671
0.95	1.377	2.00	0.654
1.00	1.308		

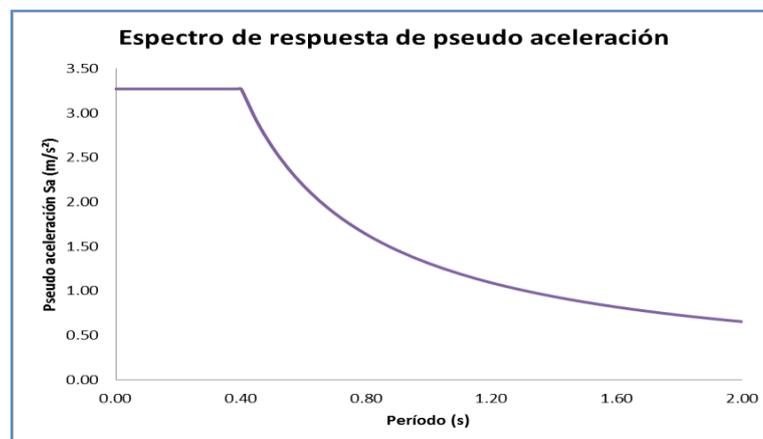


Figura 4.2 Espectro de respuesta de pseudo aceleración

4.5.3 CRITERIOS DE COMBINACIÓN

Se usó el criterio de combinación cuadrática completa (CQC) para obtener las máximas respuestas de fuerzas y desplazamientos.

4.5.4 DESPLAZAMIENTOS DE LA EDIFICACIÓN

Los desplazamientos de la edificación se obtienen multiplicando por 0.75 R a los resultados obtenidos del modelo estructural realizado en ETABS. La finalidad de realizar esta multiplicación es para considerar el comportamiento de la estructura en el rango inelástico en el que incursionaría ante un sismo severo.

En la tabla 4.8 se puede apreciar que las máximas derivas son de 2.00 ‰ y 1.13 ‰ para X-X y Y-Y respectivamente. Según el artículo 15 (15.1) de la norma E.030 (2003), la máxima deriva para edificios con muros de ductilidad limitada debe ser de 5‰, por tanto se aprecia que se está cumpliendo con este requerimiento.

Tabla 4.8 Desplazamientos y máximas derivas en X-X y Y-Y

Piso	Desplazamiento de entrepiso elástico (cm)		Desplazamiento de entrepiso inelástico (cm)		Deriva de entrepiso (‰)	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y
1	0.05	0.03	0.11	0.08	0.46	0.32
2	0.12	0.07	0.26	0.16	1.09	0.66
3	0.16	0.10	0.36	0.21	1.52	0.89
4	0.19	0.11	0.43	0.25	1.80	1.04
5	0.21	0.12	0.47	0.27	1.95	1.12
6	0.21	0.12	0.48	0.27	2.00	1.13
7	0.21	0.12	0.48	0.27	1.98	1.12

4.5.5 CORTANTE DE DISEÑO

En el artículo 18.2, la norma E.030 (2203) indica que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base no será menor que el 80 % del valor calculado - según el artículo 17.3 para estructuras regulares - ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Como ya se vio en 4.4.2, la fuerza cortante en la base se determina mediante:

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

La norma también indica que si es necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deben escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

La tabla 4.9 muestra la cortante basal estática, la cortante basal dinámica y el factor de escala para ambas direcciones.

Tabla 4.9 Fuerza cortante estática, dinámica y factor de escala

	V estático (Ton)	V dinámico (Ton)	V diseño=90% Vest (Ton)	Factor de escala
Dirección X-X	539.26	382.58	485.33	1.27
Dirección Y-Y	539.26	364.93	485.33	1.33



CAPÍTULO 5: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

5.1 CONSIDERACIONES GENERALES

5.1.1 CARGAS DE DISEÑO

Se definen dos tipos de cargas de gravedad: carga muerta (CM) y carga viva (CV). En la carga muerta se contemplan las cargas permanentes como el peso propio y alguna maquinaria inamovible. En cambio, en la carga viva se consideran el peso de los ocupantes, máquinas móviles, muebles o pesos temporales. Además, se considera la carga de sismo (S).

5.1.2 MÉTODO DE DISEÑO

Las estructuras de concreto armado se diseñan con el método de rotura, también denominado diseño por resistencia. A través de este método se provee a la sección del elemento estructural de una capacidad (resistencia) mayor o igual a la resistencia demandada (requerida).

La resistencia de diseño es la resistencia nominal de la sección multiplicada por factores de reducción de resistencia (valores menores a la unidad). La resistencia requerida se obtiene multiplicando las cargas actuantes por factores de amplificación.

5.1.3 HIPÓTESIS DE DISEÑO

- Hipótesis de Navier: las secciones permanecen planas antes y después de aplicar las cargas.
- Perfecta adherencia entre concreto y acero. Ambos materiales se deforman la misma cantidad.
- La resistencia en tracción del concreto se considera nula.
- Se emplea el bloque equivalente de compresiones con $0.85f'_c$ como valor constante, este valor se distribuye en una distancia de $a = \beta_1 \cdot c$, donde β_1 es una constante que depende de la resistencia del concreto y c es la distancia del eje neutro a la fibra más alejada en compresión. Para concretos hasta $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ se asigna a β_1 un valor de 0.85.
- La deformación última de compresión del concreto es $\varepsilon_{cu} = 0.003$.

- Se tiene en cuenta que la separación máxima de las varillas tiene que ser menor a tres veces el espesor del muro o 0.40 m.

5.1.4 COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE AMPLIFICACIÓN

En el capítulo 9 de la norma E.060, Requisitos de Resistencia y de Servicio [1], se establecen combinaciones de cargas para la obtención de la carga última y de la resistencia requerida, dichas combinaciones incluyen, entre otras, a la carga muerta (CM), carga viva (CV) y carga de sismo (S).

A continuación se muestra las combinaciones de carga según el artículo 9.2 de la norma E.060.

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

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

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

5.1.5 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

La tabla 5.1 muestra los factores de reducción de resistencia según el artículo 9.3 de la norma E.060.

Tabla 5.1 Factores de reducción de resistencia

	ϕ
Flexión sin carga axial	0.90
Flexión con carga axial	0.90
Cortante	0.85
Carga axial	0.70

5.2 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

5.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

Deben cumplirse siempre las condiciones de equilibrio de fuerzas, compatibilidad de desplazamientos y relaciones constitutivas.

5.2.1.1 ECUACIONES DE DISEÑO

Para secciones rectangulares con falla en tracción se emplean las siguientes expresiones:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \qquad \phi Mn = 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{kg y cm})$$

Donde:

A_s : Área de acero requerido por flexión (cm^2)

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

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

b : Ancho de la sección (cm)

d : Peralte efectivo de la sección (cm)

El diseño por flexión se satisface cuando $\phi M_n \geq M_u$.

Acero mínimo, cuantía balanceada y acero máximo

La cantidad de acero obtenida con las expresiones anteriores debe cumplir con los requerimientos establecidos en la norma E.060 [1].

Con el acero mínimo se debe garantizar que la sección fisurada resista al menos 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}).

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t} \quad ; \quad f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (kg \text{ y } cm)$$

Donde:

I_g : Inercia bruta de la sección (cm^4)

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

f_r : Resistencia característica a la tracción del concreto (kg/cm^2)

y_t : Distancia del eje neutro al borde de la sección (cm)

Se obtiene entonces una expresión para el cálculo del acero mínimo en una sección rectangular:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad (kg \text{ y } cm)$$

Para el caso específico de losas macizas, la sección bruta que poseen es considerable, por lo que la norma E.060 [1] propone colocar acero de refuerzo por cambios volumétricos. Según el artículo 9.7.2 de la norma E.060, la cuantía mínima por contracción y temperatura en losas macizas es de 0.0018, de modo que el acero mínimo para estas losas se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot b \cdot h \quad (kg \text{ y } cm)$$

Donde b es el ancho de la sección estudiada y h es el peralte de la losa.

La cantidad máxima de acero está en función de la cuantía balanceada, la misma que se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right)$$

Donde:

ε_{cu} : Deformación última del concreto (0.003)

ε_y : Deformación de fluencia del acero (0.002)

La cantidad máxima de acero es el 75% del acero balanceado.

$$A_{smáx} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d \quad (\text{kg y cm})$$

5.2.2 DISEÑO POR CORTANTE

La norma E.060 [1] indica que la resistencia requerida por fuerza cortante V_u debe ser menor que ϕV_n .

V_n considera el aporte del concreto (V_c) y del acero de refuerzo (V_s).

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Se indica también que la fuerza nominal V_n no debe ser mayor que el siguiente valor:

$$V_n < 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (\text{Kg y cm})$$

Además se considera que el aporte del concreto es:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (\text{Kg y cm})$$

Luego de calcular el refuerzo que se necesita por flexión y cortante, se deben establecer las longitudes del acero de refuerzo que permitan un adecuado anclaje en los muros adyacentes. La longitud de anclaje permite dotar a las barras de una capacidad de adherencia frente a sollicitaciones de tracción.

5.2.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA

Las losas del edificio se diseñaron con el programa SAFE. Los cálculos se realizaron utilizando un modelo de elementos finitos.

Para el caso de la azotea el espesor de toda la losa se consideró de 10 cm debido a que no existen instalaciones sanitarias. En cambio, en la losa típica se consideraron espesores de 10 cm y para las zonas de baño, 20 cm.

La figura 5.1 muestra la losa típica y la figura 5.2, la losa de azotea.

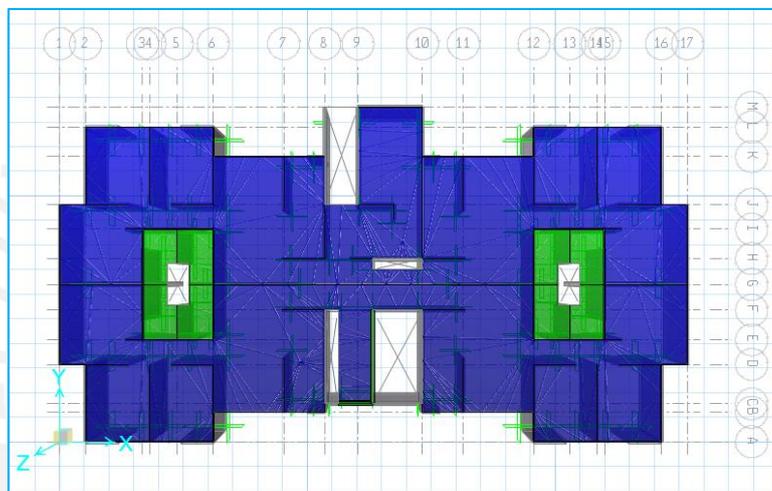


Figura 5.1 Losa típica, espesores de 10 cm (azul) y 20 cm (verde)

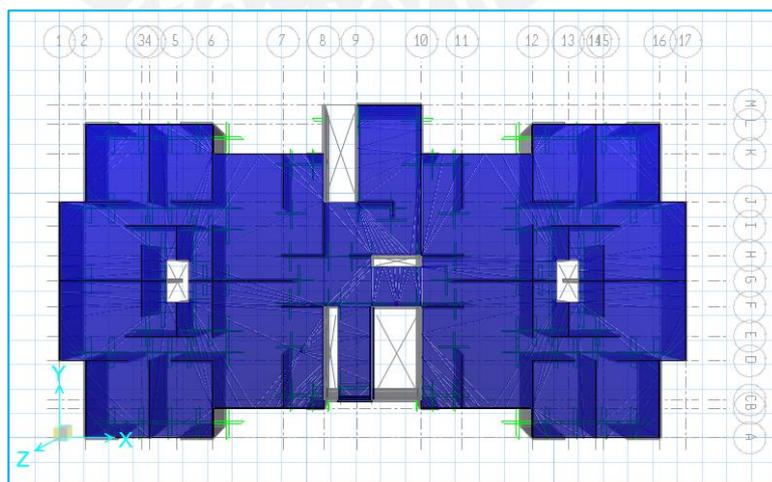


Figura 5.2 Losa de azotea, espesor de 10 cm

Diseño por flexión y cortante

Se diseñaron las losas por metro lineal; es decir, considerando una franja de 100 cm.

El acero de refuerzo se distribuyó en una sola capa para las losas de 10 cm y en dos capas para las de 20 cm.

El peralte efectivo en losas de 10 cm se consideró de 5 cm; en losas de 20 cm, la altura disminuida en 3 cm.

Convenientemente se colocó el acero mínimo como refuerzo base, y en las zonas donde se requería de una mayor cantidad de acero se colocaron bastones para satisfacer la demanda del refuerzo por flexión.

La tabla 5.2 muestra el acero máximo tanto para las losas de 10 cm como para las de 20 cm.

Tabla 5.2 Acero máximo para losas

Losa	$As_{m\acute{a}x} = 0.75 \times As_b$
10 cm	$0.75 \times 1.77\% \times 100 \times 10 = 13.28 \text{ cm}^2$
20 cm	$0.75 \times 1.77\% \times 100 \times 20 = 26.55 \text{ cm}^2$

La tabla 5.3 muestra el acero mínimo que se necesita. Para el caso de las losas de espesor 20 cm, el acero se reparte en dos capas.

Tabla 5.3 Acero mínimo para losas

Losa	$As_{m\acute{i}n} = 0.0018 \times b \times h$
10 cm	$0.0018 \times 100 \times 10 = 1.8 \text{ cm}^2$
20 cm	$0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2$

Se decidió colocar acero de diámetro 8 mm ($As = 0.5 \text{ cm}^2$), de modo que se tiene lo siguiente:

- Cálculo del espaciamiento entre barras de acero:

$$\frac{0.5 \text{ cm}^2}{1.8 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0.278 \text{ m}$$

- Se tomó un espaciamiento de 0.275 m, de modo que el área de acero por metro lineal resulta:

$$\frac{0.5 \text{ cm}^2}{0.275 \text{ m}} = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- De las ecuaciones de diseño mencionadas al inicio de este capítulo se tiene:

$$a = \frac{1.82 \cdot 4200}{0.85 \cdot 175 \cdot 100} \qquad \phi Mn = 0.9 \cdot 1.82 \cdot 4200 \cdot \left(5 - \frac{0.51}{2}\right)$$

$$a = 0.51 \text{ cm/m} \qquad \phi Mn = 0.326 \text{ ton.m/m}$$

Se buscó que se cumpla la relación $\phi Mn \geq Mu$. En los lugares de las losas en los que el momento resultó mayor, se adicionaron bastones para cumplir con los requerimientos de flexión.

Para el diseño por fuerza cortante se tiene:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 100 \cdot 5$$

$$\phi Vc = 2.98 \text{ ton}$$

Se buscará cumplir con la relación $\phi Vn \geq Vu$ para cumplir con los requerimientos de fuerza cortante.

A continuación se realiza el diseño analizando los momentos resultantes del modelo para las direcciones 1-1 (dirección paralela al eje X-X) y 2-2 (dirección paralela al eje Y-Y), tanto para losa típica como para losa de azotea.

5.2.3.1 DISEÑO DE LOSA TÍPICA

La figura 5.3 muestra los momentos en la losa maciza típica en la dirección X-X y las zonas en las que se necesita refuerzo adicional.

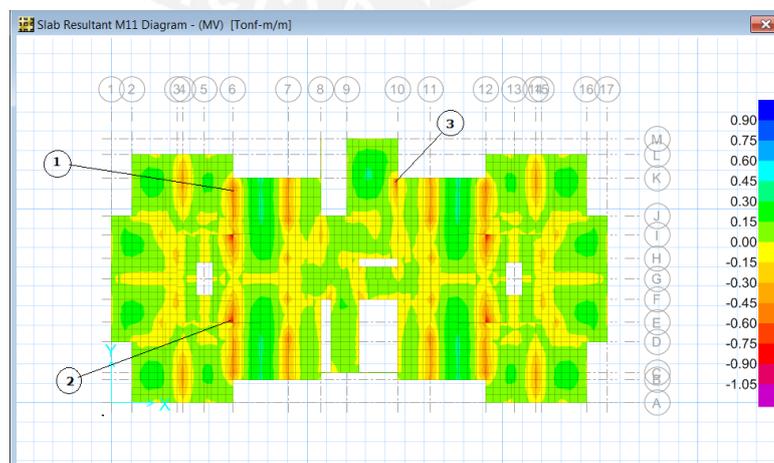


Figura 5.3 Momentos en la dirección X-X (ton-m/m) losa típica

Los resultados correspondientes a las zonas identificadas se muestran en la tabla 5.4.

Tabla 5.4 Diseño por flexión y cortante en X-X de losa típica

	1	2	3
Losa	10 cm	10 cm	10 cm
Mu (ton.m)	-0.46	-0.54	-0.53
As requerido (cm ²)	2.63	3.12	3.12
Acero colocado	φ8mm @ 0.275 + φ6mm @ 0.275	φ8mm @ 0.275 + φ6mm @ 0.275	φ8mm @ 0.275 + φ6mm @ 0.275
As colocado (cm ²)	3.12	3.12	3.12
Vu (ton)	0.51	1.36	1.75
φVc (ton)	2.98	2.98	2.98

La figura 5.4 muestra los momentos en la losa maciza típica en la dirección Y-Y y las zonas en las que se necesita refuerzo adicional.

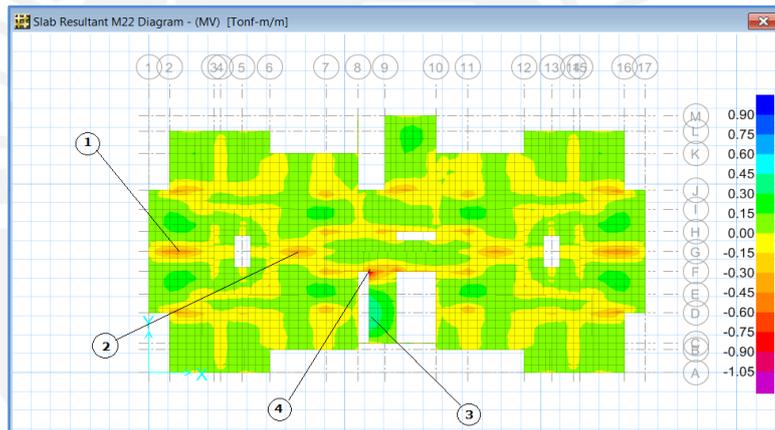


Figura 5.4 Momentos en la dirección Y-Y (ton-m/m) losa típica

Los resultados correspondientes a las zonas identificadas se muestran en la tabla 5.5.

Tabla 5.5 Diseño por flexión y cortante en Y-Y de losa típica

	1	2	3	4
Losa	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
Mu (ton.m)	-0.46	-0.39	+0.44	-0.98
As requerido (cm ²)	2.63	2.20	2.51	6.31
Acero colocado	φ8mm @ 0.275 + φ6mm @ 0.275	φ8mm @ 0.275 + φ6mm @ 0.275	φ8mm @ 0.275 + φ6mm @ 0.275	φ8mm @ 0.275 + φ12mm @ 0.276
As colocado (cm ²)	3.12	3.12	3.12	6.52
Vu (ton)	0.93	0.77	0.20	1.05
φVc (ton)	2.98	2.98	2.98	2.98

5.2.3.2 DISEÑO DE LOSA DE AZOTEA

La figura 5.5 muestra los momentos en la losa maciza de azotea en la dirección X-X y las zonas en las que se necesita refuerzo adicional.

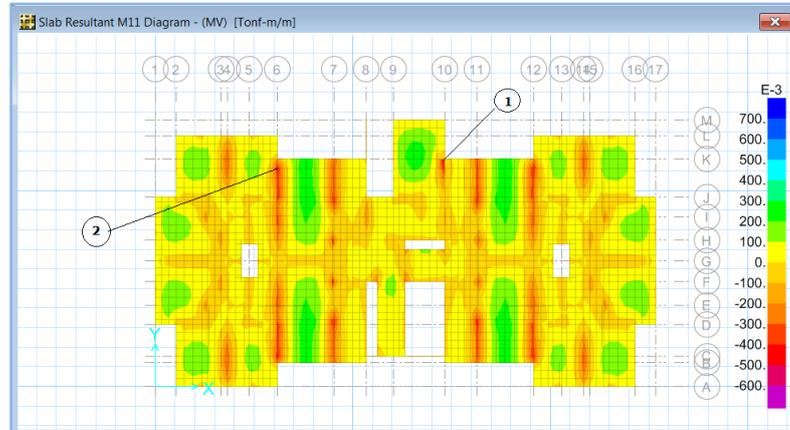


Figura 5.5 Momentos en la dirección X-X (ton-m/m) losa de azotea

Los resultados correspondientes a las zonas identificadas se muestran en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 Diseño por flexión y cortante en X-X de losa de azotea

	1	2
Losa	10 cm	10 cm
Mu (ton.m)	-0.52	-0.42
As requerido (cm ²)	3.01	2.38
Acero colocado	φ8mm @ 0.275 + φ6mm @ 0.275	φ8mm @ 0.275 + φ6mm @ 0.275
As colocado (cm ²)	3.12	3.12
Vu (ton)	1.35	0.82
φVc (ton)	2.98	2.98

La figura 5.6 muestra los momentos en la losa maciza de azotea en la dirección Y-Y y las zonas en las que se necesita refuerzo adicional.

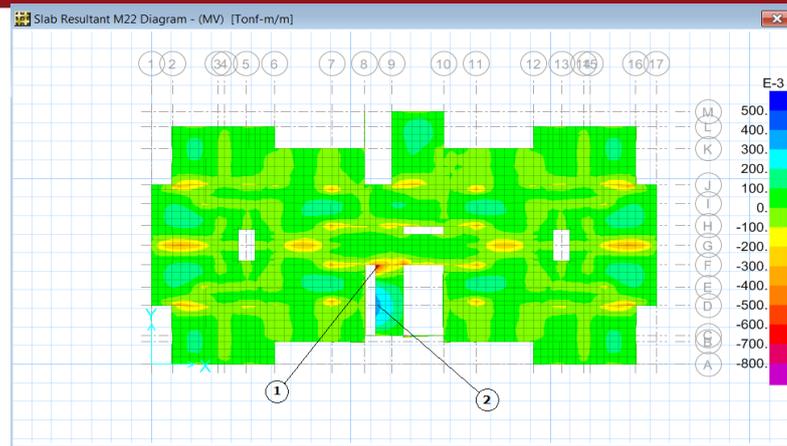


Figura 5.6 Momentos en la dirección Y-Y (ton-m/m)

Los resultados correspondientes a las zonas identificadas se muestran en la tabla 5.7.

Tabla 5.7 Diseño por flexión y cortante en Y-Y de losa de azotea

	1	2
Losa	10 cm	10 cm
Mu (ton.m)	-0.78	+0.34
As requerido (cm ²)	4.77	1.90
Acero colocado	φ8mm @ 0.275 + φ12mm @ 0.275	φ8mm @ 0.275 + φ6mm @ 0.275
As colocado (cm ²)	6.52	3.12
Vu (ton)	0.84	0.38
φVc (ton)	2.98	2.98

5.3 DISEÑO DE MUROS

5.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO

Se tomaron en cuenta las consideraciones para el diseño de muros dispuestas por la norma E.060.

Los muros de 10 cm de espesor no pueden confinarse en los extremos; los muros con espesor de 15 cm sí se confinaron.

Para el acero vertical se consideró el uso de acero de 8mm, 12 mm y 5/8" de diámetro. El acero se distribuyó en una hilera para los muros de 10cm y dos hileras para los muros de 15cm, adicionalmente se usó estribos de 8mm para confinar los extremos de los muros de 15cm.

Para este diseño se busca que el muro falle por flexión antes que por corte, por lo que se aseguró que se aporte la sobrerresistencia necesaria para que ello ocurra.

Los muros se diseñaron teniendo en cuenta tres grupos.

Tabla 5.8 Subdivisión de los muros en grupos

Grupo 1	Pisos 1 y 2
Grupo 2	Pisos 3 y 4
Grupo 3	Pisos 5, 6 y 7

5.3.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Los muros están sometidos a fuerzas axiales y momentos flectores por lo que se deben diseñar por flexocompresión. Este diseño implica construir un Diagrama de Interacción, el cual se genera a partir de las combinaciones de fuerza normal y momento que llevan a agotar la capacidad de la sección en estudio.

Para empezar el diseño por flexocompresión es necesario obtener, del modelo estructural, las fuerzas de diseño según las combinaciones de carga.

Luego se realiza una aproximación del acero vertical con la cuantía mínima vertical ($\rho_{vertical}$); además se considera que la máxima separación de las varillas debe ser menor a tres veces el espesor del muro o 40 centímetros:

$$\text{Si } Vu \geq 0.5\phi Vc \rightarrow \rho_{vertical} \geq 0.0025 \text{ y } \rho_{horizontal} \geq 0.0025$$

$$\text{Si } Vu \leq 0.5\phi Vc \rightarrow \rho_{vertical} \geq 0.0015 \text{ y } \rho_{horizontal} \geq 0.0020$$

Además:

$$\text{Si } \frac{hm}{lm} \leq 2 \rightarrow \rho_{vertical} > \rho_{horizontal}$$

A continuación se utiliza la herramienta Section Designer del programa ETABS con la finalidad de obtener los diagramas de interacción para las direcciones X e Y. El diseño por flexocompresión es un proceso iterativo en el que se va modificando la cantidad de refuerzo hasta lograr que todos los pares ordenados (ϕM_n , ϕP_n) se encuentren dentro del diagrama.

Posteriormente se debe verificar que $\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$ en el tercio inferior del edificio o en los dos primeros pisos. Con la siguiente expresión se puede hallar M_{cr} :

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

5.3.3 DISEÑO POR CORTANTE

Se diseña para que los muros fallen primero por flexocompresión antes que por cortante.

Para iniciar el diseño por cortante se debe obtener, del modelo estructural, la fuerza cortante última (V_{ua}) y el momento último (M_{ua}).

Luego, del diagrama de interacción, se calcula M_n con el máximo valor de P_u .

A continuación se calcula el cortante último (V_u) con la siguiente expresión:

$$V_u = V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Además se debe tomar como valor máximo de la relación M_n/M_{ua} el coeficiente R hasta la mitad inferior del edificio y en el resto se debe usar $M_n/M_{ua} = 1.5$.

Luego se calcula el valor de $\phi V_c = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}$ (kg y cm)

Donde:

ϕ : 0.85, factor de reducción por corte

A_{cw} : $(0.8L) \cdot (e)$, área de corte en la dirección analizada

α : cociente que relaciona la altura del muro (hm) con su longitud (lm)

$$Si \frac{hm}{lm} \leq 1.5 \rightarrow \alpha = 0.80$$

$$Si \frac{hm}{lm} \geq 2.5 \rightarrow \alpha = 0.53$$

Si $1.5 < \frac{hm}{lm} < 2.5 \rightarrow$ *interpolar linealmente*

Si $V_u > \phi V_c$ se debe obtener el valor de $V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$ para luego obtener la

cuantía horizontal $\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \cdot f_y}$.

Con los valores de V_s y V_c se obtiene $V_n = V_c + V_s$, luego se debe verificar que

$V_n < 2.7 \cdot A_{cw} \cdot \sqrt{f'_c}$ (kg y cm).

Posteriormente se debe verificar el cortante por fricción para garantizar que la base del muro resista adecuadamente. Se calcula con la siguiente expresión definida en el artículo 21.9.8 de la norma E.060 [1]:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v \cdot f_y) \quad (\text{kg y cm})$$

Donde:

$\phi = 0.85$: Factor de reducción de resistencia al cortante

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

$N_u = 0.9 \cdot N_m$: Fuerza normal última en función de la carga muerta

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

N_m : Fuerza normal debido a carga muerta

ρ_v : Cuantía vertical de acero

t : Espesor del muro

5.3.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE MURO

Para el ejemplo se muestra el muro 10 (M10), figura 5.7, correspondiente a la configuración de la escalera. El muro se escogió debido a que resiste la mayor fuerza cortante sísmica. Se desarrollan a continuación los pasos efectuados para el diseño correspondiente.

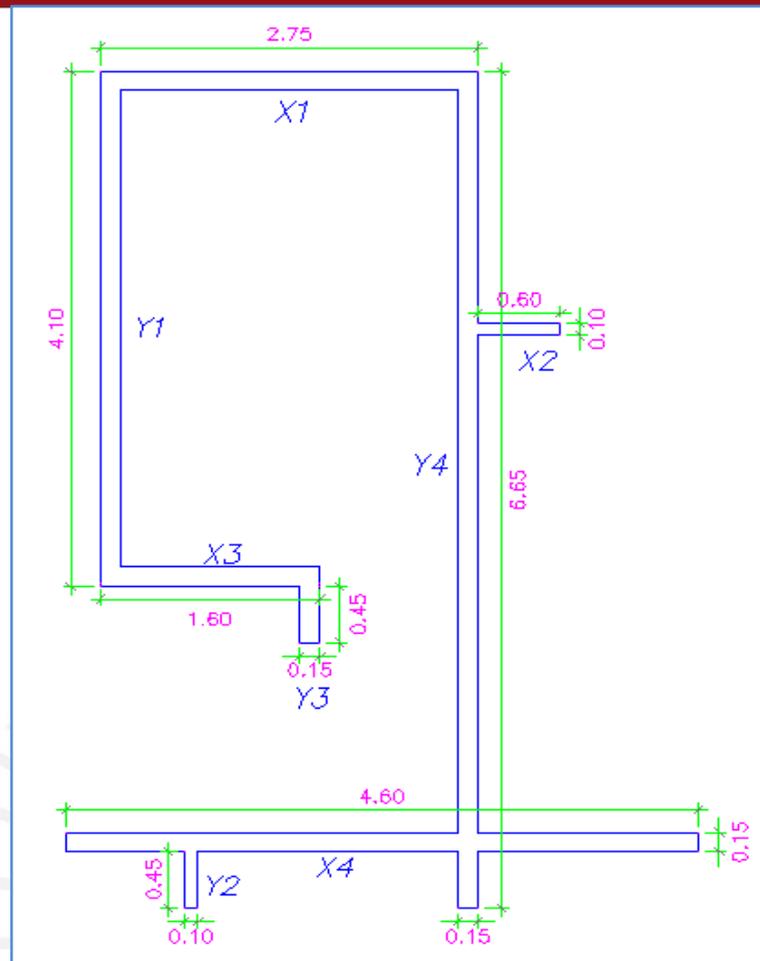


Figura 5.7 Geometría de muro M10

La tabla 5.9 muestra las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores para los casos de carga muerta, viva, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

Tabla 5.9 Cargas en la base del muro M10

Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
Muerta (CM)	211.53	0.35	0.03	1.13	9.69
Viva (CV)	37.93	0.17	0.17	12.92	0.17
Sismo X (SX)	0	89.59	4.05	157.46	1193.53
Sismo Y (SY)	0	2.05	93.47	1585.83	66.42

Tabla 5.10 Fuerzas últimas del muro M10

Combinaciones	Pu (ton)	Vu _{x-x} (ton)	Vu _{y-y} (ton)
1.4CM+1.7CV	360.62	0.78	0.25
Sismo X			
1.25(CM+CV)+SX	311.83	-88.94	-3.88
1.25(CM+CV)-SX	311.83	90.24	4.23
0.9CM+SX	190.38	-89.28	-4.08
0.9CM-SX	190.38	89.91	4.02
Sismo Y			
1.25(CM+CV)+SY	311.83	2.70	93.65
1.25(CM+CV)-SY	311.83	-1.40	-93.30
0.9CM+SY	190.38	2.37	93.44
0.9CM-SY	190.38	-1.74	-93.50

Diseño por flexocompresión:

A continuación se muestra el cálculo del acero vertical:

Dirección X: Existen cuatro muros en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

X1:

- $hm = 16.80m$ (altura del muro)
- $lm = 2.75m$ (longitud del muro)
- $e = 0.15m$ (espesor del muro)
- $\frac{hm}{lm} = 6.11 > 2.5 \rightarrow \alpha = 0.53$

$$\phi V_c = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_c = (0.85) \cdot (0.8 \cdot 275 \cdot 15) \cdot (0.53) \cdot \sqrt{175} \cdot \left(\frac{1ton}{1000kg} \right) = 19.67ton$$

X2:

- $hm = 16.80m$ (altura del muro)
- $lm = 0.60m$ (longitud del muro)
- $e = 0.10m$ (espesor del muro)
- $\frac{hm}{lm} = 28 > 2.5 \rightarrow \alpha = 0.53$

$$\phi V_c = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_c = (0.85) \cdot (0.8 \cdot 60 \cdot 10) \cdot (0.53) \cdot \sqrt{175} \cdot \left(\frac{1ton}{1000kg} \right) = 2.86ton$$

X3:

- $hm = 16.80m$ (altura del muro)
- $lm = 1.60m$ (longitud del muro)
- $e = 0.15m$ (espesor del muro)
- $\frac{hm}{lm} = 10.5 > 2.5 \rightarrow \alpha = 0.53$

$$\phi Vc = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}$$

$$\phi Vc = (0.85) \cdot (0.8 \cdot 160 \cdot 15) \cdot (0.53) \cdot \sqrt{175} \cdot \left(\frac{1ton}{1000kg} \right) = 11.44ton$$

X4:

- $hm = 16.80m$ (altura del muro)
- $lm = 4.60m$ (longitud del muro)
- $e = 0.15m$ (espesor del muro)
- $\frac{hm}{lm} = 3.65 > 2.5 \rightarrow \alpha = 0.53$

$$\phi Vc = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}$$

$$\phi Vc = (0.85) \cdot (0.8 \cdot 460 \cdot 15) \cdot (0.53) \cdot \sqrt{175} \cdot \left(\frac{1ton}{1000kg} \right) = 32.90ton$$

Entonces:

$$\phi Vc_{acumulado} = 19.67 + 2.86 + 11.44 + 32.90 = 66.87ton$$

$$\frac{\phi Vc_{acumulado}}{2} = 33.44ton$$

$$Vu = 82.53ton \text{ (del análisis)}$$

$$\text{Como } \frac{\phi Vc}{2} < Vu \rightarrow \rho_{vertical} = 0.0025$$

$$As = 0.0025 \cdot 15 \cdot 100 = 3.75cm^2$$

Colocando refuerzo de $\phi=8mm$ en dos hileras:

$$\#_{fierros} = \frac{(3.75/2)}{0.5} = 3.75$$

$$\rightarrow \phi 8mm @ 0.25$$

Dirección Y: Existen cuatro muros en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

Y1:

- $hm = 16.80m$ (altura del muro)
- $lm = 4.10m$ (longitud del muro)
- $e = 0.15m$ (espesor del muro)
- $\frac{hm}{lm} = 4.1 > 2.5 \rightarrow \alpha = 0.53$
- $\phi Vc = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}$

$$\phi Vc = (0.85) \cdot (0.8 \cdot 410 \cdot 15) \cdot (0.53) \cdot \sqrt{175} \cdot \left(\frac{1ton}{1000kg} \right) = 29.32ton$$

Y2:

- $hm = 16.80m$ (altura del muro)
- $lm = 0.45m$ (longitud del muro)
- $e = 0.10m$ (espesor del muro)
- $\frac{hm}{lm} = 37.33 > 2.5 \rightarrow \alpha = 0.53$
- $\phi Vc = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}$

$$\phi Vc = (0.85) \cdot (0.8 \cdot 45 \cdot 10) \cdot (0.53) \cdot \sqrt{175} \cdot \left(\frac{1ton}{1000kg} \right) = 2.15ton$$

Y3:

- $hm = 16.80m$ (altura del muro)
- $lm = 0.45m$ (longitud del muro)
- $e = 0.15m$ (espesor del muro)
- $\frac{hm}{lm} = 37.33 > 2.5 \rightarrow \alpha = 0.53$
- $\phi Vc = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}$

$$\phi Vc = (0.85) \cdot (0.8 \cdot 45 \cdot 15) \cdot (0.53) \cdot \sqrt{175} \cdot \left(\frac{1ton}{1000kg} \right) = 3.22ton$$

Y4:

- $hm = 16.80m$ (altura del muro)
- $lm = 6.65m$ (longitud del muro)
- $e = 0.15m$ (espesor del muro)
- $\frac{hm}{lm} = 2.53 > 2.5 \rightarrow \alpha = 0.53$

- $\phi Vc = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}$

$$\phi Vc = (0.85) \cdot (0.8 \cdot 665 \cdot 15) \cdot (0.53) \cdot \sqrt{175} \cdot \left(\frac{1\text{ton}}{1000\text{kg}} \right) = 47.56\text{ton}$$

Entonces:

- $\phi Vc_{\text{acumulado}} = 29.32 + 2.15 + 3.22 + 47.56 = 82.25\text{ton}$

- $\frac{\phi Vc_{\text{acumulado}}}{2} = 41.13\text{ton}$

- $Vu = 87.56\text{ton}$ (del análisis)

- Como $\frac{\phi Vc}{2} < Vu \rightarrow \rho_{\text{vertical}} = 0.0025$

- $As = 0.0025 \cdot 15 \cdot 100 = 3.75\text{cm}^2$

- Colocando refuerzo de $\phi=8\text{mm}$ en dos hileras:

$$\#_{\text{fierros}} = \frac{(3.75/2)}{0.5} = 3.75$$

- $\rightarrow \phi 8\text{mm} @ 0.25$

Mediante la herramienta *Section designer* del programa ETABS, se diseñó el muro M10 considerando los valores de cuantía mínima de acero vertical. La figura 5.8 muestra la distribución de acero considerada.

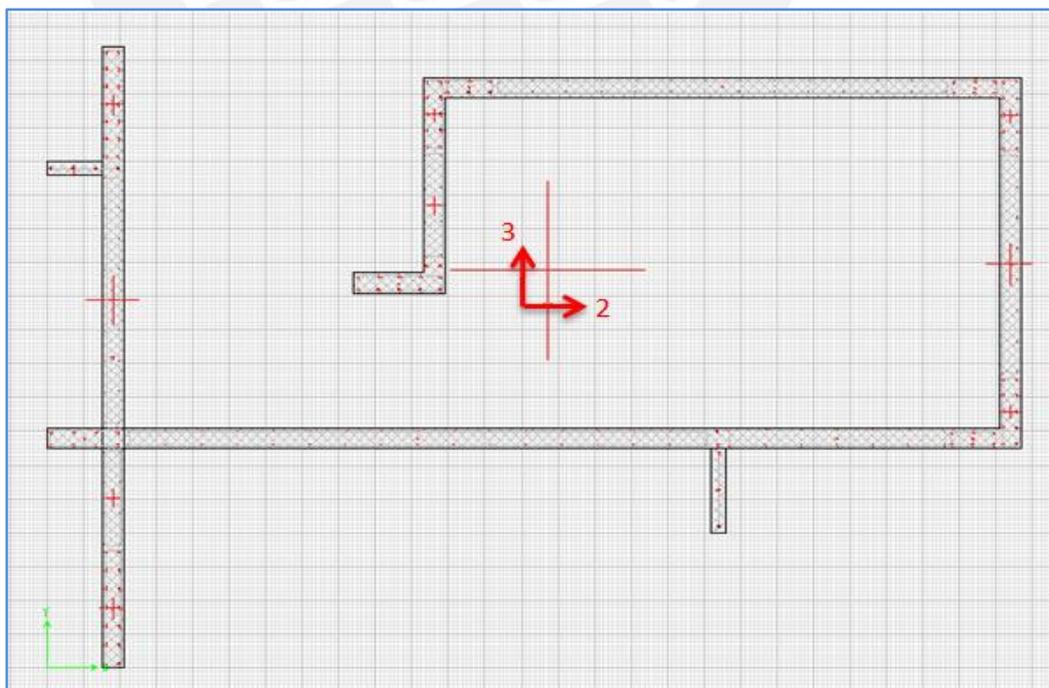


Figura 5.8 Distribución de acero en M10 primer piso

En la tabla 5.11 se muestran las combinaciones de carga (representadas como puntos en las figuras 5.9 y 5.10).

Tabla 5.11 Combinación de cargas para el muro M10

Combinaciones	Pu (ton)	Mu _{x-x} (ton.m)	Mu _{y-y} (ton.m)
1.4CM+1.7CV	360.62	-20.37	13.85

Sismo X

1.25(CM+CV)+SX	311.83	-214.70	-1503.45
1.25(CM+CV)-SX	311.83	185.24	1528.10
0.9CM+SX	190.38	-198.95	-1507.05
0.9CM-SX	190.38	200.99	1524.50

Sismo Y

1.25(CM+CV)+SY	311.83	2094.43	100.67
1.25(CM+CV)-SY	311.83	-2123.89	-76.02
0.9CM+SY	190.38	2110.18	97.07
0.9CM-SY	190.38	-2108.14	-79.62

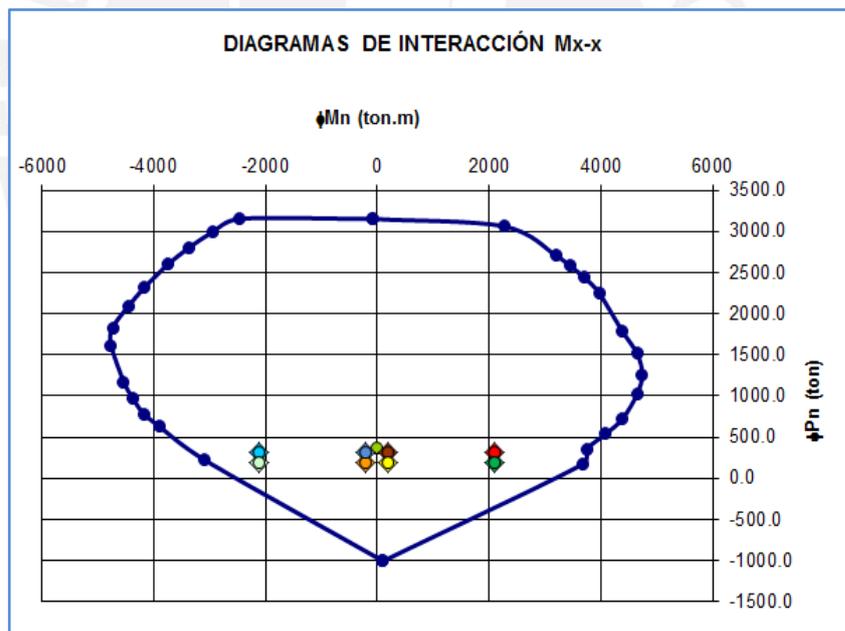


Figura 5.9 Diagrama de interacción en X-X del muro M10 (primer piso)

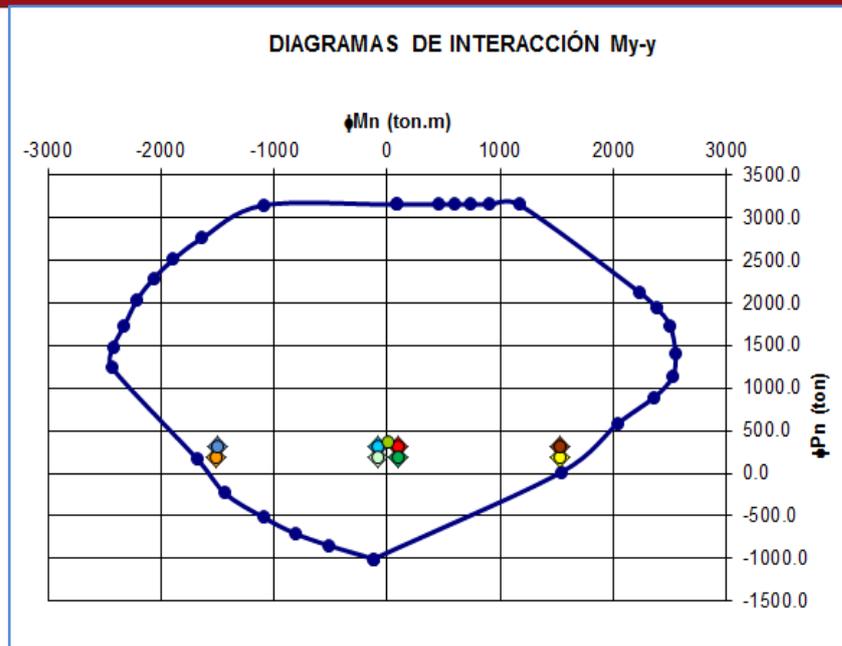


Figura 5.10 Diagrama de interacción en Y-Y del muro M10 (primer piso)

Todos los puntos se encuentran dentro de los diagramas de interacción, de modo que la distribución de acero es adecuada.

- Verificación del momento de agrietamiento ($\phi Mn \geq 1.2Mcr$):

Para ambas direcciones se calcula el momento de agrietamiento con las propiedades del muro M10.

Dirección X:

- $A = 3.04m^2 \quad I_x = 15.38m^4 \quad Y_{cg} = 3.27m$
- $Mcr = S \cdot \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right) = \frac{15.38}{3.27} \cdot \left(2\sqrt{1750} + \frac{360.62}{3.04} \right) = 951.45ton.m$
- $1.2Mcr = 1142ton.m$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$Pu = 360.62ton \rightarrow Mn = 5000ton.m \rightarrow \phi Mn = 4250ton.m$$

Se cumple:

$$\phi Mn = 4250ton.m > 1.2Mcr = 1142ton.m$$

Dirección Y:

- $A = 3.04m^2 \quad I_y = 4.42m^4 \quad X_{cg} = 1.92m$
- $M_{cr} = S \cdot \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right) = \frac{4.42}{1.92} \cdot \left(2\sqrt{1750} + \frac{360.62}{3.04} \right) = 465.7ton - m$
- $1.2M_{cr} = 559ton.m$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$Pu = 360.62ton \rightarrow Mn = 2257ton.m \rightarrow \phi Mn = 1918.5ton.m$$

Se cumple:

$$\phi Mn = 1918.5ton.m > 1.2M_{cr} = 559ton.m$$

Diseño por cortante:

Se emplea la fórmula $V_u = V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}}$

Dirección X:

- $V_{ua} = 90.24ton \quad M_{ua} = 1600.56ton.m \quad M_n = 5000ton.m$
- $\frac{M_n}{M_{ua}} = 3.12 > R = 3$ (Este valor no debe ser mayor que R, entonces tomamos el valor de R)
- $\rightarrow V_u = 90.24 \cdot (3) = 270.7ton$
- $\phi V_{n_{m\acute{a}x}} = 0.85 \cdot [(275 + 60 + 160 + 460) \cdot 15] \cdot 2.7 \cdot \sqrt{175} \cdot \left(\frac{1ton}{1000kg} \right)$
- $\phi V_{n_{m\acute{a}x}} = 289.9ton$
- $\phi V_c = 66.87ton$
- $V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{270.7 - 66.87}{0.85} = 239.8ton$
- $\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \cdot f_y} = \frac{239.8 \cdot 1000}{(955) \cdot (15) \cdot 4200} = 0.0040 > \rho_{h_{min}} = 0.0025$
- Se emplea como acero horizontal $\phi 8mm @ 0.15$

Dirección Y:

- $V_{ua} = 93.65ton \quad M_{ua} = 1205.85ton.m \quad M_n = 2257ton.m$

- $\frac{Mn}{Mua} = 1.87 < R = 3$
- $\rightarrow Vu = 93.65 \cdot (1.87) = 175.1 \text{ ton}$
- $\phi Vn_{m\acute{a}x} = 0.85 \cdot [(410 + 45 + 45 + 665) \cdot 15] \cdot 2.7 \cdot \sqrt{175} \cdot \left(\frac{1 \text{ ton}}{1000 \text{ kg}}\right)$
 $\phi Vn_{m\acute{a}x} = 530.5 \text{ ton}$
- $\phi Vc = 82.24 \text{ ton}$
- $Vs = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = \frac{175.1 - 82.24}{0.85} = 109.3 \text{ ton}$
- $\rho_h = \frac{Vs}{A_{cw} \cdot fy} = \frac{109.3 \cdot 1000}{(1165) \cdot (15) \cdot 4200} = 0.0015 < \rho_{h \text{ min}} = 0.0025$
- Se emplea como acero horizontal $\phi 8 \text{ mm} @ 0.25$

Diseño por cortante fricción:

Se emplea la fórmula $\phi Vn = \phi \cdot \mu \cdot (Nu + Av \cdot fy)$

Calculando para las dos direcciones:

- $Nu = 0.9 \cdot Nm = 0.9 \cdot (211.53) = 190.38 \text{ ton}$
- $Av = \rho_{vertical} \cdot t \cdot 100 = 0.0025 \cdot 15 \cdot 100 = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{m}$
- $\phi Vn = (0.85) \cdot (0.60) \cdot [(190.38 \cdot 1000) + 3.75 \cdot 4200] \cdot \left(\frac{1 \text{ ton}}{1000 \text{ kg}}\right)$
 $\phi Vn = 105.13 \text{ ton}$
- Del análisis se tiene:

$$Vu_x = 90.24 \text{ ton} \quad Vu_y = 93.65 \text{ ton}$$

Se verifica que el valor de diseño excede el valor último en ambas direcciones (tabla 5.12).

Tabla 5.12 Cortante último Vu (ton) y cortante de diseño ϕVn (ton)

	Vu (ton)	ϕVn (ton)
X	90.24	105.13
Y	93.65	

- Se muestra el diseño de detalle en las figuras 5.11 y 5.12.

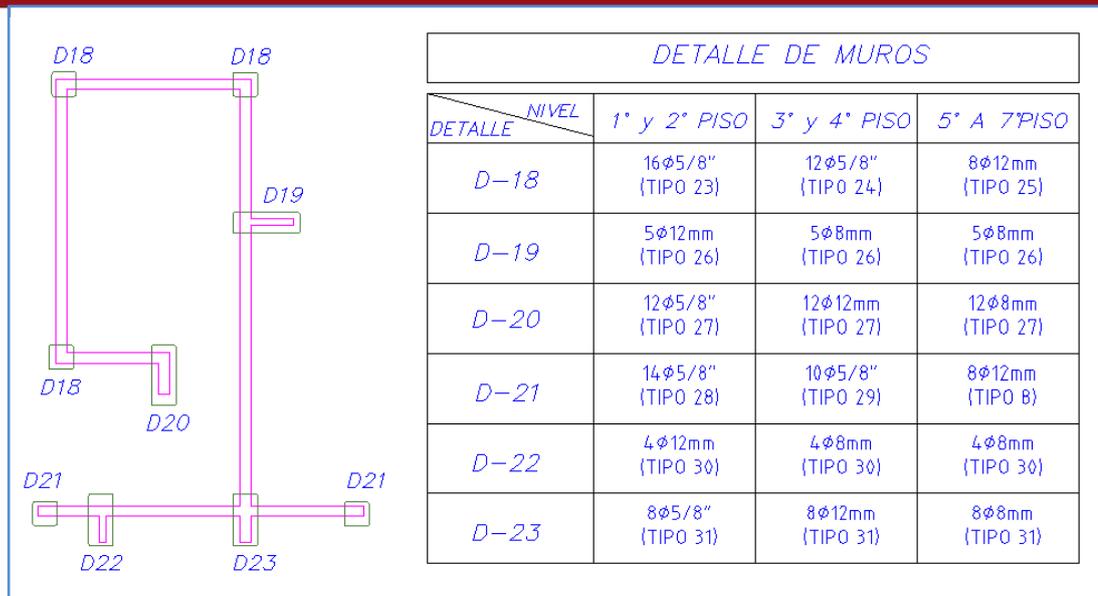
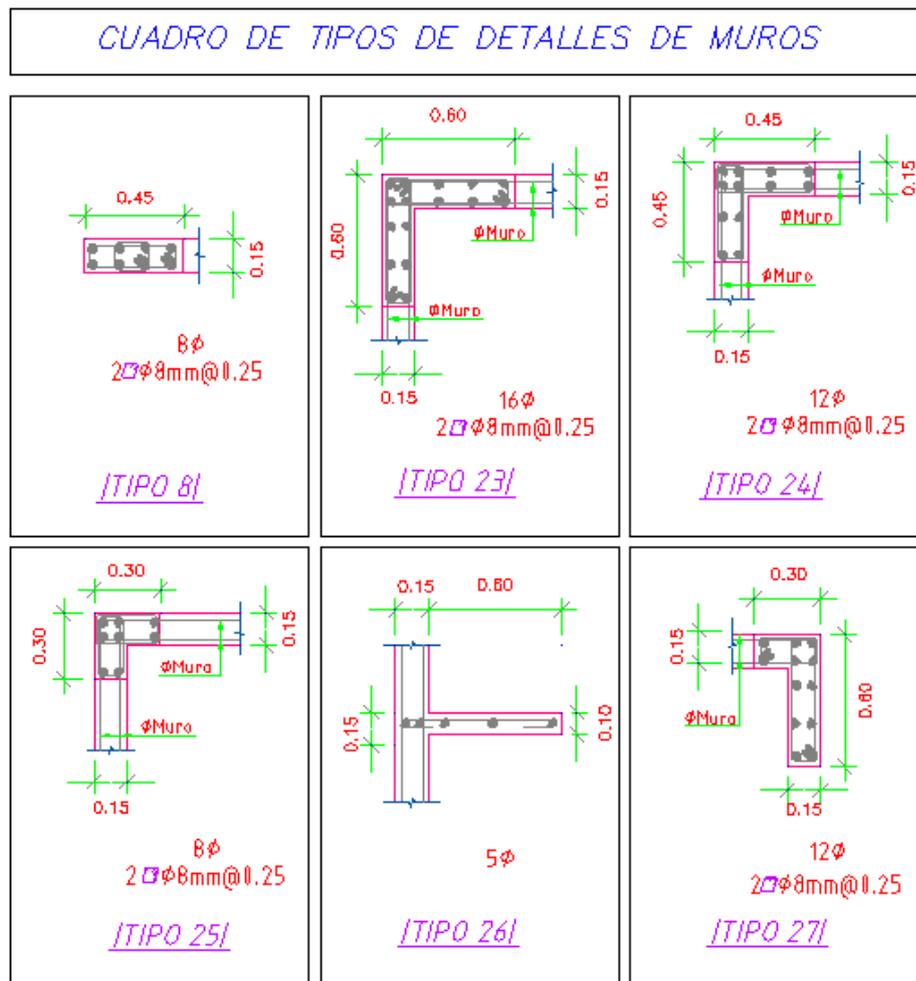


Figura 5.11 Detalles del diseño del muro M10



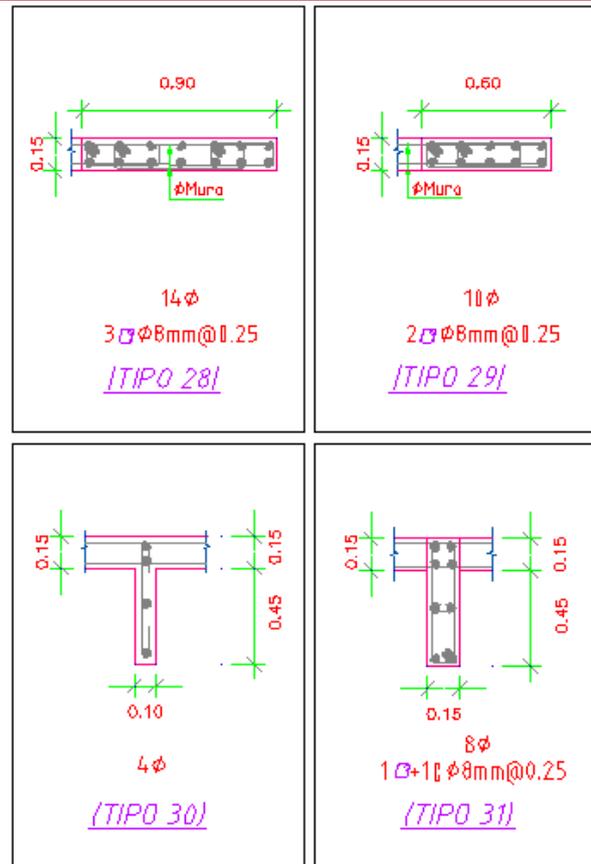


Figura 5.12 Tipos de detalle de muro M10

5.4 DISEÑO DE ESCALERAS

5.4.1 CONSIDERACIONES GENERALES

De 3.1.2 (metrado de escalera) se tienen las siguientes cargas para el tramo inclinado:

$$w_{pp} = 0.64 \text{ ton/m}^2 \quad CV = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

Considerando un metro de ancho y 50 kg/m² de piso terminado se tiene:

En el tramo inclinado:

$$CM = 0.64 + 0.05 = 0.69 \text{ ton/m}$$

$$CV = 0.20 \text{ ton/m}$$

$$Wu = 1.4CM + 1.7CV = 1.32 \text{ ton/m}$$

En el descanso:

$$CM = (0.15 \times 1 \times 2.4) + (1 \times 0.05) = 0.41 \text{ ton/m}$$

$$CV = 0.20 \text{ ton/m}$$

$$Wu = 1.4CM + 1.7CV = 0.914 \text{ ton/m}$$

5.4.2 DISEÑO POR CORTE

Se verifica que la resistencia ϕV_c satisface los requerimientos de V_u . Se consideró 3 cm de recubrimiento.

Se tiene $b = 100\text{cm}$ y $d = 12\text{ cm}$.

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_w d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{175} \times 100 \times 15 = 7.15 \text{ ton}$$

Según los resultados del programa SAP se tienen los siguientes valores de V_u en los tramos recto e inclinado (Figuras 5.13 y 5.14).

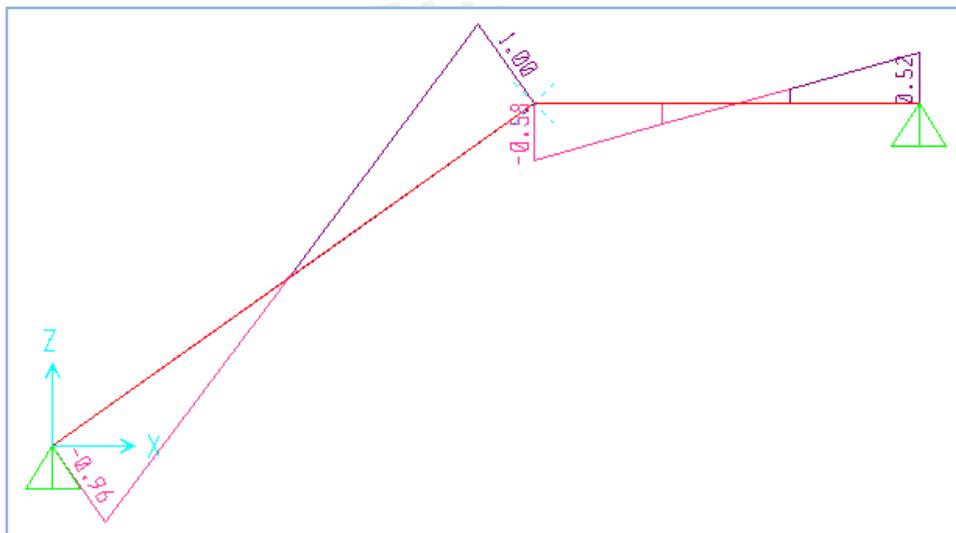


Figura 5.13 Diagrama de fuerzas cortantes (ton) escalera primer piso

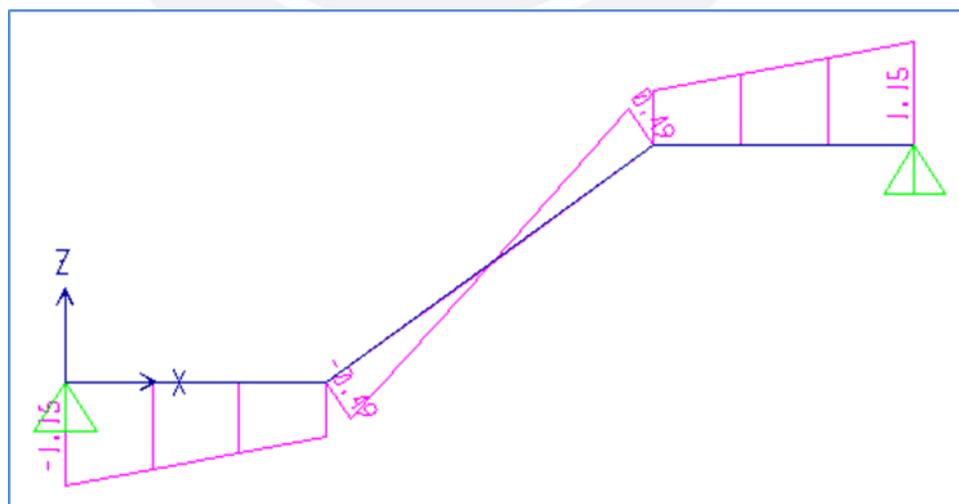


Figura 5.14 Diagrama de fuerzas cortantes (ton) escalera piso típico

Como se observa en la tabla 5.13, el valor de diseño supera ampliamente el valor de fuerza cortante requerido por las aplicaciones de carga por gravedad. Por lo que se consideró colocar acero mínimo requerido por la norma.

Tabla 5.13 Fuerza cortante última (V_u) y fuerza cortante de diseño (ϕV_c)

	$V_u(\text{ton})$	$\phi V_c(\text{ton})$
Primer piso	1.00	7.15
Piso típico	1.15	

5.4.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

Se empleó el programa SAP2000 para obtener los valores de la fuerza cortante última (V_u) y momento cortante último (M_u), los cuales se muestran en la figuras 5.15 y 5.16 respectivamente.

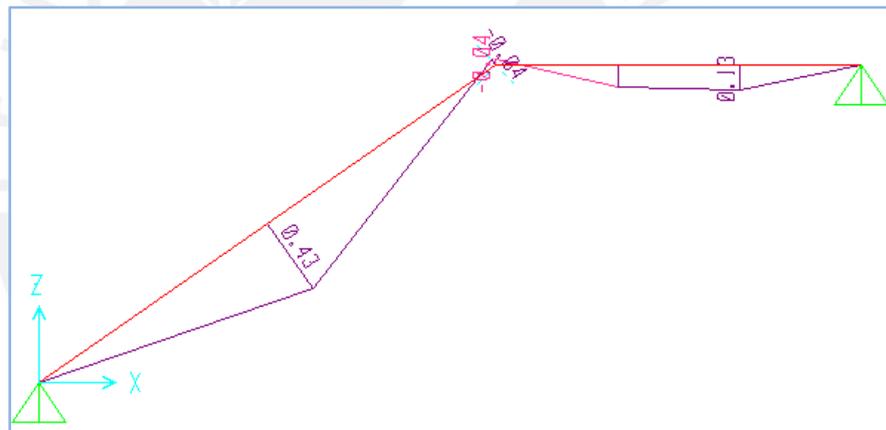


Figura 5.15 Diagrama de momentos flectores (ton-m) escalera primer piso

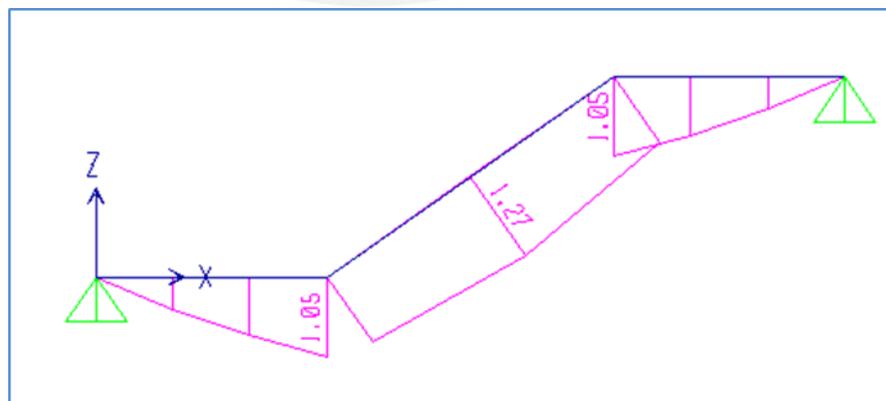


Figura 5.16 Diagrama de momentos flectores (ton-m) escalera piso típico

Para el valor máximo en ambos análisis se obtiene el valor de acero requerido:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{0.43 \times 10^3}{100 \times 12^2} = 0.029 \quad Ku \rightarrow As = 0.96 \text{ cm}^2/m$$

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{1.27 \times 10^3}{100 \times 12^2} = 0.086 \quad Ku \rightarrow As = 2.90 \text{ cm}^2/m$$

Se calcula además el acero mínimo requerido por temperatura:

$$As_{min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2/m$$

La tabla 5.14 muestra el acero requerido y el acero mínimo.

Tabla 5.14 Acero requerido y acero mínimo en primer piso y piso típico

	As requerido (cm ² /m)	As mínimo (cm ² /m)
Primer piso	0.96	2.70
Piso típico	2.90	

Por lo tanto se consideró para el diseño 2.9 cm²/m y barras de $\phi 3/8$ " de diámetro para el diseño. Con lo cual se obtuvo un espaciamiento (s) de 24.48 cm y se seleccionó una distancia entre barras de 20 cm.

Área de acero($\phi 3/8$ ") : 0.71cm²

- Espaciamiento : $s = \frac{0.71}{2.9} \times 100 = 24.48 \text{ cm} \rightarrow @ 0.20$

En la figura 5.17 se muestra el esquema de distribución de acero en la escalera.

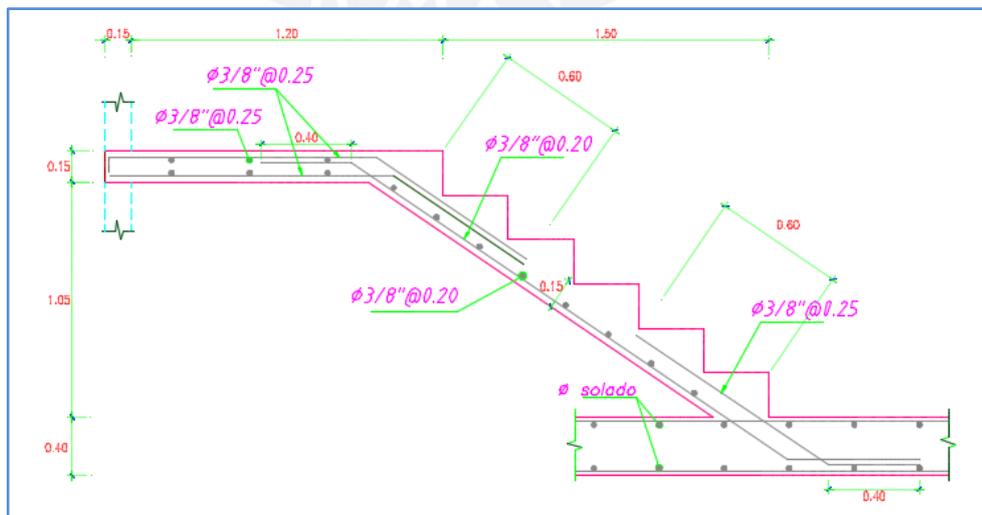


Figura 5.17 Esquema de distribución de acero en escalera (tramo1- 1er piso)

5.5 DISEÑO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN

La platea es una placa flotante apoyada directamente sobre el suelo. Comúnmente es usada en terrenos no homogéneos donde pueden producirse asentamientos diferenciales; sin embargo, por su facilidad de construcción respecto a otros tipos de cimentación y el tiempo de colocación en obra, la emplearemos en nuestra edificación.

5.5.1 CARACTERÍSTICAS DE LA PLATEA

Losa y vigas de cimentación

- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $t = 0.40 \text{ m}$ (Espesor de losa)
- $b = 0.30 \text{ m}, h = 0.80 \text{ m}$ (Vigas de cimentación)

5.5.2 ESFUERZOS EN EL SUELO

Todas las presiones del suelo ejercidas por las cargas de la estructura deben ser de compresión. El valor máximo de dichas compresiones dependerá de las combinaciones de carga y no debe exceder de la carga portante (q) según se muestra en la tabla 5.15.

Cuando las combinaciones sean solamente por cargas de gravedad, las presiones como máximo deben igualar a la capacidad portante del suelo ($q = 3.5 \text{ kg/cm}^2$); en cambio, cuando las combinaciones de carga incluyen sismo, el valor máximo de las presiones se amplifica por un factor de 1.2 ($q = 4.2 \text{ kg/cm}^2$) según la norma de cimentaciones E.050 [1].

Tabla 5.15 Valor máximo de presiones en el suelo por combinaciones de carga

		Valor Máximo
Combinaciones por cargas de gravedad	CM + CV	$q = 3.5 \text{ kg/cm}^2$
Combinaciones por cargas que incluyen sismo	CM + CV \pm 0.8 SX	$1.2q = 4.2 \text{ kg/cm}^2$
	CM + CV \pm 0.8 SY	

Para el modelamiento y diseño se utilizó el programa SAFE.

El programa SAFE modela la platea como un área con resortes bajo la superficie. La rigidez de dichos resortes está definida como módulo de la

subrasante y depende de la capacidad portante del suelo; esta se determina mediante el coeficiente de balasto.

Se asignó un coeficiente de balasto de $K_s = 7\text{kg/cm}^3$ (Anexo N° 3) para una capacidad portante de 3.5 Kg/cm^2 (combinaciones por cargas de gravedad) y de 8.4 kg/cm^3 para una capacidad portante de 4.2 kg/cm^2 (capacidad amplificada por considerar cargas sísmicas).

La figura 5.18 muestra las presiones producidas por cargas de gravedad.

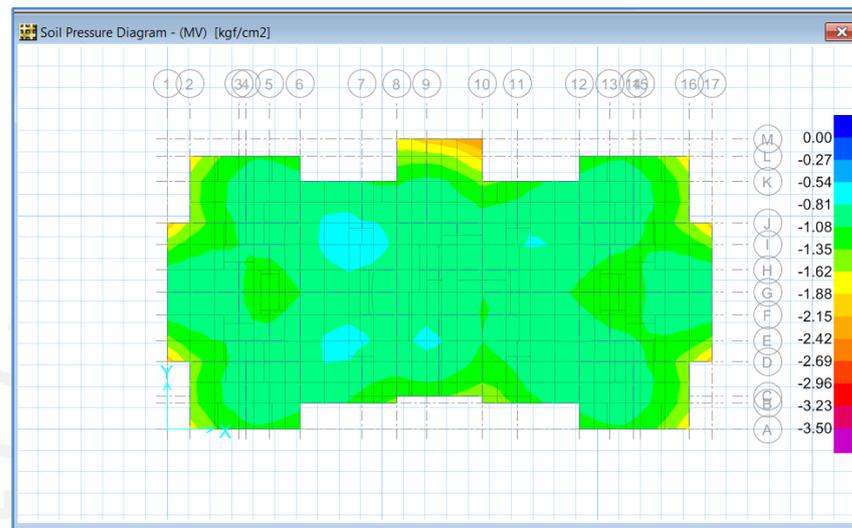


Figura 5.18 Presiones en el suelo (kg/cm^2) combinación de carga muerta y viva

5.5.3 DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTANTE

El diseño se realiza de manera similar a lo explicado en 5.2 (diseño de losas macizas).

Se diseñó la platea por metro lineal; es decir, considerando una franja de 100 cm.

El acero de refuerzo se distribuyó en dos capas y se consideró un peralte efectivo de 33 cm (recubrimiento contra el suelo de 7 cm).

Para el cálculo del acero mínimo en la platea se consideró la siguiente expresión:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 100 \times 40 = 7.2\text{ cm}^2/m$$

Se decidió colocar acero de diámetro 12 mm ($A_s = 1.13 \text{ cm}^2$), de modo que se tiene lo siguiente:

- Cálculo del espaciamiento entre barras de acero (considerando dos capas):

$$\frac{1.13 \text{ cm}^2}{\left(\frac{7.2 \text{ cm}^2/\text{m}}{2} \right)} = 0.31 \text{ m}$$

- Se tomó un espaciamiento de 0.30 m, de modo que el área de acero por metro lineal resulta:

$$\frac{1.13 \text{ cm}^2}{0.30 \text{ m}} = 3.77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- De las ecuaciones de diseño se tiene:

$$a = \frac{3.77 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.89 \text{ cm/m}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 3.77 \times 4200 \times \left(33 - \frac{0.89}{2} \right) = 4.64 \text{ ton.m/m}$$

Se buscó que se cumpla la relación $\phi M_n \geq M_u$. En los lugares de la platea en los que el momento resultó mayor, se adicionaron bastones para cumplir con los requerimientos de flexión.

Para el diseño por fuerza cortante se tiene:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 33 \times \left(\frac{1 \text{ ton}}{1000 \text{ kg}} \right)$$

$$\phi V_c = 21.54 \text{ ton}$$

Se buscará cumplir con la relación $\phi V_n \geq V_u$ para cumplir con los requerimientos de fuerza cortante.

A continuación se realiza el diseño analizando los momentos resultantes del modelo para las direcciones 1-1 (dirección paralela al eje X-X) y 2-2 (dirección paralela al eje Y-Y).

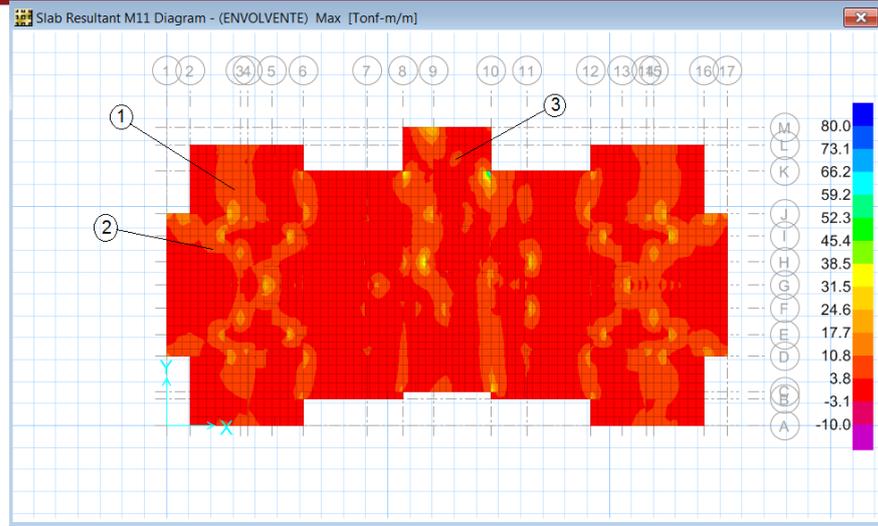


Figura 5.19 Momentos flectores en la dirección X-X (ton-m/m) platea

Tabla 5.16 Diseño por flexión y cortante en X-X de platea

	1	2	3
Mu (ton.m)	14.64	13.75	13.44
As requerido (cm ²)	12.28	11.48	11.22
Acero colocado	φ12mm @ 0.30 (malla) + φ5/8" @ 0.30 (sup)	φ12mm @ 0.30 (malla) + φ5/8" @ 0.30 (sup)	φ12mm @ 0.30 (malla) + φ5/8" @ 0.30 (sup)
As colocado (cm ²)	12.52	12.52	12.52
Vu (ton)	7.83	9.25	5.80
φVc	21.54	21.54	21.54

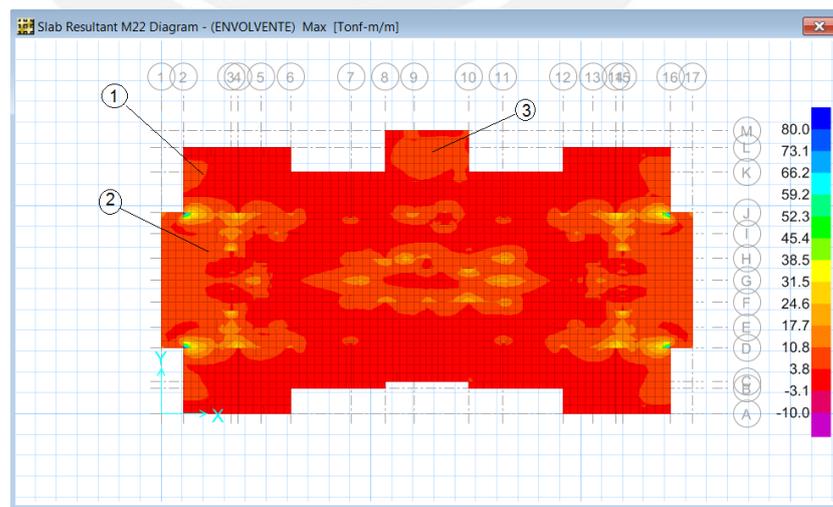


Figura 5.20 Momentos flectores en la dirección Y-Y (ton-m/m) platea

Tabla 5.17 Diseño por flexión y cortante en Y-Y de platea

	1	2	3
Mu (ton.m)	14.65	14.38	6.51
As requerido (cm ²)	12.28	12.05	5.31
Acero colocado	φ12mm @ 0.30 (malla) + φ5/8" @ 0.30 (sup)	φ12mm @ 0.30 (malla) + φ5/8" @ 0.30 (sup)	φ12mm @ 0.30 (malla) + φ1/2" @ 0.30 (sup)
As colocado (cm ²)	12.52	12.52	9.68
Vu (ton)	9.25	16.54	11.77
φVc	21.54	21.54	21.54

Diseño de vigas de cimentación:

Se efectuó un diseño por flexión y cortante de todas las vigas de cimentación. A continuación se presentan los cálculos para la viga con mayor momento flector (ver corte 7-7 en el plano E-02/05).

Viga de 0.30m x 0.80m

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2, f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2, b = 30 \text{ cm}, d = 73 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d}{f_y} \rightarrow A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \times \sqrt{210} \times 30 \times 73}{4200} = 5.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.75 \times \rho_b \times b \times d \rightarrow A_{s_{\max}} = 1.6\% \times 30 \times 73 = 35.04 \text{ cm}^2$$

Diseño por flexión

El máximo momento hallado es $M_u = 76.21 \text{ ton.m}$, por lo tanto se tiene:

$$Ku = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{76.21 \times 10^5}{30 \times 73^2} = 47.67 \rightarrow \rho = 1.542\%$$

$$As = 33.77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{colocamos } 12\phi 3/4" (As = 34.08 \text{ cm}^2)$$

Convenientemente y para homogenizar el diseño, todas las vigas de cimentación serán armadas con 12φ3/4".

Diseño por cortante

Se encontró una fuerza cortante de $V_u = 47.58 \text{ ton}$, entonces se tiene:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 73 / 1000 \rightarrow \phi V_c = 14.30 \text{ ton}$$

$$\phi V_c < V_u \text{ por lo tanto necesita estribos}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{0.85} \rightarrow V_s = \frac{47.58 - 14.30}{0.85} = 39.15 \text{ ton}$$

$$\text{Tomamos estribos de } 1/2" \rightarrow A_v = 2 \times 1.29 \text{ cm}^2 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \rightarrow S = \frac{2.58 \times 4200 \times 73}{39.15 \times 1000} = 20.20 \text{ cm}$$

Con el fin de homogenizar el diseño, el armado de estribos en todas las vigas de cimentación será de 1/2" @ 0.20m.

Diseño del Pit del ascensor:

El Pit o pozo del ascensor se muestra en la figura 5.21

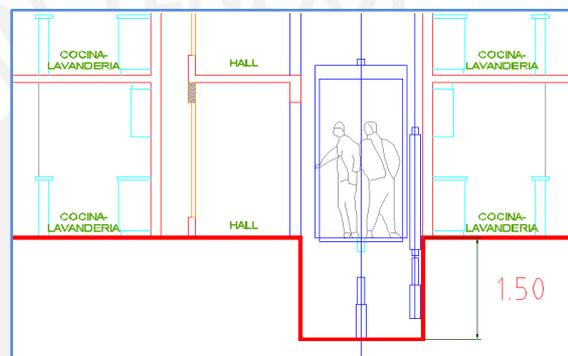


Figura 5.21 Pit del ascensor

Para diseñar los muros del Pit del ascensor, es necesario conocer el peso por unidad de volumen del suelo (γ), el ángulo de fricción (ϕ) y el coeficiente activo del empuje del suelo (K_a).

Según recomendaciones del ingeniero Teodoro Harmsen [11] y considerando el tipo de terreno (arena densa y grava), tomaremos los siguientes datos (Anexo N° 4):

$$\gamma = 2 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

Además:

$$h = 1.50 \text{ m (Profundidad de los muros del pit)}$$

$$k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \rightarrow k_a = 0.33$$

Los muros del pit pueden considerarse como simplemente apoyados ya que en la parte superior e inferior se encuentran restringidos por la losa de cimentación.

Para el diseño se considerará al muro como una viga simplemente apoyada de 1m de ancho efectivo. El empuje del suelo se considerará como una fuerza distribuida triangular. La figura 5.22 muestra el modelo considerado.

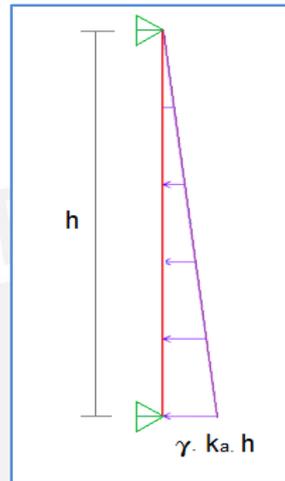


Figura 5.22 Diagrama de fuerzas de empuje del suelo

La presión en la base del muro, considerando 1m de ancho, resulta:

$$\gamma \cdot k_a \cdot h = 2 \times 0.33 \times 1.5 \times 1 = 0.99 \text{ ton/m}$$

La figura 5.23 muestra los diagramas de fuerza cortante y momento flector.

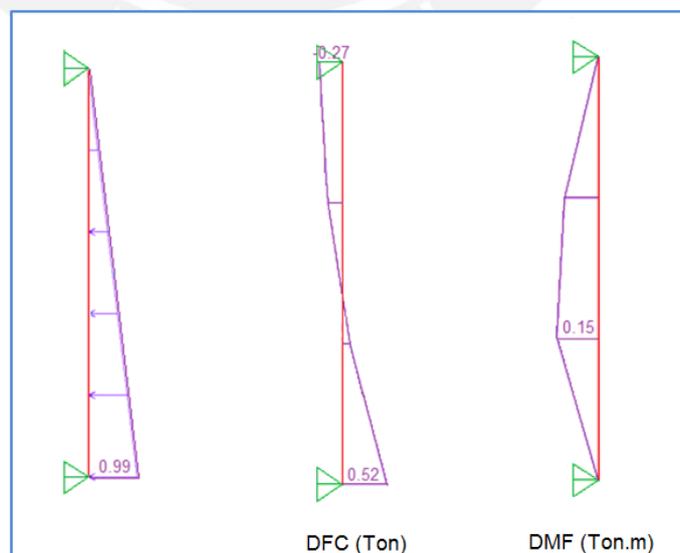


Figura 5.23 Diagramas de Fuerza Cortante y Momento Flector

Diseño por flexión

Acero mínimo en el muro para $b = 100\text{cm}$ y $t = 40\text{cm}$ (espesor del muro)

- Cuantía horizontal $\rho_{hor} = 0.0020$

$$A_{s_{min}} = 0.0020 \cdot b \cdot t$$

$$A_{s_{min}} = 0.0020 \times 100 \times 40 = 8\text{cm}^2 \text{ (2 capas)}$$

$$4\text{cm}^2 \text{ (por cara)}$$

→ colocamos $\phi 1/2" @ 0.30\text{m}$

- Cuantía vertical $\rho_{vert} = 0.0015$

$$A_{s_{min}} = 0.0015 \cdot b \cdot t$$

$$A_{s_{min}} = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6\text{cm}^2 \text{ (2 capas)}$$

$$3\text{cm}^2 \text{ (por cara)}$$

→ colocamos $\phi 1/2" @ 0.30\text{m}$

El máximo momento flector de acuerdo al DMF (figura 5.23) es:

$$M_u = 0.15\text{ton.m}$$

Se tiene:

$$d = 33\text{cm} \quad \text{y} \quad \phi 1/2" @ 0.30\text{m} \text{ (As=4.3cm}^2\text{)}$$

Hallamos ϕMn :

$$a = \frac{4.3 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 1.01\text{cm}$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 4.3 \times 4200 \times \left(33 - \frac{1.01}{2} \right) \div 10^5 = 5.28\text{ton.m}$$

$$\phi Mn > M_u \text{ Cumple}$$

Se comprueba que la distribución de acero cumple con el momento requerido.

Verificación por cortante

Resistencia al cortante:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 33 = 21.54\text{ton}$$

Observando el DFC de la figura 5.23 se comprueba que $\phi V_c > V_u$.

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS SÍSMICO CON LA NORMA E.030 (2016)

6.1 DESCRIPCIÓN DE DISEÑO

El análisis sísmico se realizó nuevamente, pero esta vez empleando los parámetros y requisitos generales de la norma E.030-2016[12]. Este análisis tiene como finalidad establecer un cuadro comparativo.

6.2 PARÁMETROS Y REQUISITOS GENERALES

6.2.1 PARÁMETROS DE SITIO

ZONIFICACIÓN

A diferencia de la norma del año 2003 que divide al territorio peruano en tres zonas, la norma vigente divide a este en cuatro zonas sísmicas.

De acuerdo a la ubicación geográfica, la ciudad de Lima está contemplada como Zona 4 con el factor correspondiente **Z=0.45**.

CONDICIONES GEOTÉCNICAS

Según la información proporcionada por el estudio de suelos se tiene un suelo rígido denominado tipo S1. Los valores de los parámetros para este tipo de suelo no han variado respecto de la norma E.030 del año 2003.

Las condiciones geotécnicas consideradas son las mostradas en la tabla 4.1 del capítulo 4.

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

La norma 2016 considera un período T_L y uno T_p (en nuestro caso $T_L = 2.5s$ y $T_p = 0.4s$) y las siguientes relaciones:

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2} \right)$$

Por lo tanto, dado que el valor del período de la estructura (T) es menor a T_p (ver 6.3.1), el valor de C es 2.5 en ambas direcciones.

6.2.2 REQUISITOS GENERALES

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES

El tipo de edificación de este proyecto está contemplado dentro de la categoría C (edificaciones comunes). No se presenta un cambio en el factor **U=1.0**

SISTEMA ESTRUCTURAL

La norma 2016 propone un análisis más riguroso para determinar el factor de reducción (R). Este es el resultado de la multiplicación de un valor básico por el tipo de sistema estructural y otros basados en el análisis de la irregularidad en planta y en altura como se muestra a continuación:

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

Donde:

- R_0 : Coeficiente básico de reducción
- I_a : Factor de irregularidad en altura
- I_p : Factor de irregularidad en planta

En este análisis se consideró:

- Sistema Estructural: Muros de ductilidad limitada (**$R_0=4$**)
- La estructura no presenta irregularidades en altura, sin embargo sí presenta irregularidad en planta debido a esquinas entrantes. Por lo tanto se obtiene **$I_p = 0.9$** .

El factor de Reducción resulta:

$$R = 4 \times 1 \times 0.9 = 3.6$$

En resumen, los parámetros y requisitos se muestran en la tabla 6.1

Tabla 6.1 Parámetros y requisitos generales

Z	0.45	Zona 4
U	1	Edificación común
S	1	S1
R	3.6	MDL (Planta irregular)
Tp(s)	0.4	
C	2.5	
ZUCS/R	0.3125	

6.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

Se efectúa el análisis estático según lo definido en el capítulo 4 con los parámetros obtenidos de la norma 2016 [13].

6.3.1 PERÍODO FUNDAMENTAL

De modo análogo, se calcula el período fundamental para el análisis con la norma y el uso de la siguiente expresión:

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

Donde:

$$C_T = 60$$

$$h_n = 16.80m$$

Entonces se tiene para ambas direcciones:

$$T_{xx} = T_{yy} = \frac{16.80}{60} = 0.28s$$

6.3.2 FUERZA CORTANTE EN LA BASE

Se mantiene la fórmula para determinar la fuerza cortante en la base de la estructura:

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

Considerándose un valor mínimo para C/R:

$$C/R \geq 0.125$$

En nuestro caso, reemplazando los parámetros antes definidos, tenemos:

$$V = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1}{3.6} \times P \quad \rightarrow \quad V = 0.3125 \times P$$

6.3.3 PESO DE LA EDIFICACIÓN

Como se precisó en 3.2.1, en edificaciones de tipo C, para el peso (P) se tomó la carga permanente y total de la edificación adicionando el 25% de la carga viva o sobrecarga.

6.4 ANÁLISIS DINÁMICO

Conforme a lo realizado en el capítulo 4, el análisis dinámico se realizó mediante combinación espectral.

6.4.1 ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN

Tabla 6.2 Períodos y masas participativas de los modos de vibración

Modo	Período (s)	% Masa participativa X-X	% Masa participativa Y-Y
1	0.29	67.31	0.00
2	0.21	0.54	11.46
3	0.19	0.14	57.35
4	0.06	20.37	0.00
5	0.04	0.04	2.83
6	0.04	0.00	18.55
7	0.03	6.33	0.00
8	0.02	0.00	1.35
9	0.02	0.00	4.45
10	0.02	2.95	0.00
11	0.01	0.00	2.14
12	0.01	0.00	0.24
13	0.01	1.46	0.00
14	0.01	0.00	1.05
15	0.01	0.00	0.01
16	0.01	0.66	0.00
17	0.01	0.00	0.45
18	0.01	0.00	0.00
19	0.01	0.18	0.00
20	0.01	0.00	0.12
21	0.01	0.00	0.00

Las tablas 6.3 y 6.4 muestran los modos considerados en cada dirección.

Tabla 6.3 Modos de vibración predominantes en la dirección X-X

Modo	Período (s)	Masa Participativa (%) Dirección X-X
1	0.29	67.31
4	0.06	20.37
7	0.03	6.33
Total		94.02

Tabla 6.4 Modos de vibración predominantes en la dirección Y-Y

Modo	Período (s)	Masa Participativa (%) Dirección Y-Y
3	0.19	57.35
6	0.04	18.55
2	0.21	11.46
9	0.02	4.45
Total		91.81

6.4.2 ANÁLISIS DE ACELERACIÓN ESPECTRAL

Al igual que en el capítulo 4, se hará uso de un espectro inelástico de pseudo aceleración para ambas direcciones X-X y Y-Y, el cual se define como

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

La tabla 6.5 muestra los valores de pseudo aceleración para un rango de períodos de 0 a 2 segundos a intervalos de 0.05 segundos, y se grafica en la figura 6.1.

Tabla 6.5 Valores de S_a para cada período

T (s)	S_a (m/s ²)	T (s)	S_a (m/s ²)	T (s)	S_a (m/s ²)
0.00	3.066	1.05	1.168	2.10	0.584
0.05	3.066	1.10	1.115	2.15	0.570
0.10	3.066	1.15	1.066	2.20	0.557
0.15	3.066	1.20	1.022	2.25	0.545
0.20	3.066	1.25	0.981	2.30	0.533
0.25	3.066	1.30	0.943	2.35	0.522
0.30	3.066	1.35	0.908	2.40	0.511
0.35	3.066	1.40	0.876	2.45	0.501
0.40	3.066	1.45	0.846	2.50	0.491
0.45	2.725	1.50	0.818	2.55	0.471
0.50	2.453	1.55	0.791	2.60	0.453
0.55	2.230	1.60	0.766	2.65	0.437
0.60	2.044	1.65	0.743	2.70	0.421
0.65	1.887	1.70	0.721	2.75	0.405
0.70	1.752	1.75	0.701	2.80	0.391
0.75	1.635	1.80	0.681	2.85	0.377
0.80	1.533	1.85	0.663	2.90	0.365
0.85	1.443	1.90	0.645	2.95	0.352
0.90	1.363	1.95	0.629	3.00	0.341
0.95	1.291	2.00	0.613		
1.00	1.226	2.05	0.598		

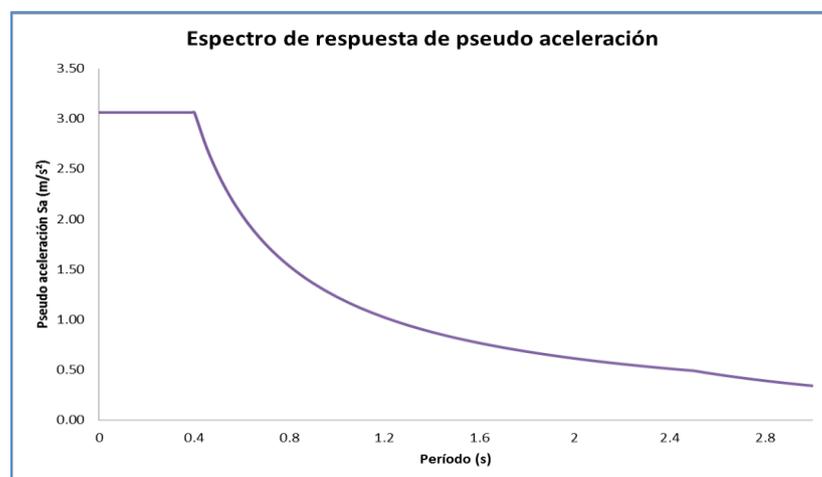


Figura 6.1 Espectro de respuesta de pseudo aceleración

6.4.3 CRITERIOS DE COMBINACIÓN

Se usó el criterio de combinación cuadrática completa (CQC) para obtener las máximas respuestas de fuerzas y desplazamientos.

6.4.4 DESPLAZAMIENTOS DE LA EDIFICACIÓN

Para considerar el comportamiento de la estructura en el rango inelástico en el que incursionaría ante un sismo severo, se multiplica por un factor **R** (estructura irregular) a los resultados de desplazamientos obtenidos del modelo estructural.

En la tabla 6.6 se puede apreciar que las máximas derivas son de 3.04 % y 1.69 % para X-X y Y-Y respectivamente. La norma 2016 también establece que la máxima deriva para edificios con muros de ductilidad limitada es de 5%.

Tabla 6.6 Desplazamientos y máximas derivas en X-X y Y-Y

Piso	Desplazamiento de entrepiso elástico (cm)		Desplazamiento de entrepiso inelástico (cm)		Deriva de entrepiso (%)	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Dirección X-X	Dirección Y-Y
1	0.05	0.03	0.17	0.11	0.69	0.47
2	0.11	0.07	0.39	0.24	1.65	0.99
3	0.15	0.09	0.55	0.32	2.31	1.33
4	0.18	0.10	0.66	0.37	2.74	1.55
5	0.20	0.11	0.71	0.40	2.97	1.66
6	0.20	0.11	0.73	0.41	3.04	1.69
7	0.20	0.11	0.73	0.40	3.02	1.66

6.4.5 CORTANTE DE DISEÑO

La norma 2016 indica en su artículo 4.6.4 que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base no será menor que el 80 % del valor calculado - según su numeral 4.5 para estructuras regulares - ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

La norma vigente también indica que si es necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deben escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

La tabla 6.7 muestra la cortante basal estática, la cortante basal dinámica y el factor de escala para ambas direcciones.

Tabla 6.7 Fuerza cortante estática, dinámica y factor de escala

	V estático (Ton)	V dinámico (Ton)	V diseño=90% Vest (Ton)	Factor de escala
Dirección X-X	506.87	358.71	456.18	1.27
Dirección Y-Y	506.87	342.16	456.18	1.33

Finalmente se cuantificó el porcentaje de variación del análisis realizado con la norma 2003 y la norma 2016, lo cual se muestra en la tabla 6.8.

Tabla 6.8 Porcentaje de variación de resultados del análisis comparativo

		NORMA E.030 - 2003		NORMA E.030 - 2016		PORCENTAJE DE VARIACIÓN
1. PARÁMETROS Y CONSIDERACIONES GENERALES	Zonificación	0.4		0.45		11.1%
	Factor de reducción	3		3.6		16.7%
2. PORCENTAJE DE MASA PARTICIPATIVA	Dirección X-X					
	Modo	Período(s)	% Masa part.	Período(s)	% Masa part.	
	1	0.29	67.31	0.29	67.31	0.00%
	4	0.06	20.37	0.06	20.37	0.00%
	7	0.03	6.33	0.03	6.33	0.00%
	Total	94.02		94.02		0.00%
	Dirección Y-Y					
	Modo	Período(s)	% Masa part.	Período(s)	% Masa part.	
	3	0.19	57.35	0.19	57.35	0.00%
	6	0.04	18.55	0.04	18.55	0.00%
2	0.21	11.46	0.21	11.46	0.00%	
9	0.02	4.45	0.02	4.45	0.00%	
Total	91.81		91.81		0.00%	
3. DERIVA MÁXIMA DE ENTREPISO	Dirección X-X	2.00 ‰		3.04 ‰		34%
	Dirección Y-Y	1.13 ‰		1.69 ‰		33%
4. CORTANTE DE DISEÑO	Dirección X-X					
	V estático	539.26		506.87		-6%
	V dinámico	382.58		358.71		-7%
	V diseño	485.33		456.18		-6%
	Dirección Y-Y					
	V estático	539.26		506.87		-6%
V dinámico	364.93		342.16		-7%	
V diseño	485.33		456.18		-6%	

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Predimensionamiento

- Según el criterio seleccionado para el cálculo del espesor de losas de techo, este resultó ser de 8.97 cm; se tomó un espesor de 10 cm cumpliendo con el requisito mínimo indicado en la norma E.060. A pesar de cumplir con lo estipulado en la norma, se sabe que en la práctica profesional resulta dificultoso el vaciado y vibrado de concreto, puesto que las instalaciones sanitarias y eléctricas están embebidas dentro de la losa.
- Referente a la escalera, se determinó mediante cálculos un valor de 10 cm de espesor de garganta; sin embargo se decidió diseñar con un espesor de 15 cm para evitar problemas de vaciado y vibrado de concreto. Además se reducen las vibraciones en el elemento, lo cual aporta una sensación de seguridad en los ocupantes.
- Los espesores de los muros de ductilidad limitada fueron definidos en la arquitectura proporcionada. Se identificaron muros de 10 y 15 cm de espesor los cuales cuentan con continuidad en todas las plantas. Se calculó y se verificó que la densidad de muros es suficiente en cada dirección de análisis.

Análisis Sísmico

- La estructura tiene una adecuada rigidez lateral, lo cual se comprueba con los resultados de los desplazamientos de entrepiso. Del análisis realizado, se obtuvo una deriva máxima de 2.00‰ en la dirección X-X y una deriva máxima de 1.13‰ en la dirección Y-Y. El valor máximo admisible en la norma E.030 para muros de ductilidad limitada es 5‰; por lo tanto, se corrobora que se cumple con lo requerido de manera holgada.
- Se amplificaron las cargas sísmicas obtenidas del análisis dinámico para cumplir con el requerimiento de la norma E.030 que establece que la fuerza cortante en la base debe ser por lo menos el 90% de la calculada en el análisis estático. Para la dirección X-X y la dirección Y-Y se obtuvo factores de 1.27 y 1.33, respectivamente.

Diseño estructural

- Se observa que la cuantía mínima de acero, tanto horizontal como vertical, es la que gobierna el diseño de muros.

- Los muros en forma de cruz necesitan mucho más refuerzo de acero que los demás muros para cumplir satisfactoriamente con el diseño por flexocompresión.
- Se verificó que el diseño satisface los requerimientos de la cortante por fricción en el muro M10 (muro con mayor fuerza cortante en la base). En este procedimiento se empleó el área total del acero del muro para cada dirección. Por otro lado, se consideraron condiciones desfavorables en el proceso constructivo, lo cual se reflejó al seleccionar un coeficiente μ de 0.6 (concreto colocado contra concreto endurecido con superficie no rugosa), en vez de 1.

Análisis sísmico comparativo con la norma E.030 - 2016

- El porcentaje del peso de la edificación, calculado con los requerimientos de la norma 2016, disminuye en el cálculo de la cortante basal. Con la norma 2003 se tiene $V=0.333xP$ y con la norma 2016, $V=0.3125xP$. El valor de S_a máximo para la estructura se reduce en el nuevo espectro de respuesta de pseudo aceleración. Esta diferencia se debe a la influencia del factor de reducción (R) que aumentó de 3 a 3.6. El parámetro R está vinculado con la irregularidad de la estructura en planta debido a esquinas entrantes; según se precisa en la norma E.030-2016, esta irregularidad tiene un factor de reducción de 0.90 a comparación de lo antes establecido de 0.75.
- Los valores de cortante estático y dinámico son menores a los obtenidos con la norma 2003; sin embargo, los factores para ambas direcciones se mantienen constantes.
- Las máximas derivas de entrepiso han aumentado de 2.00‰ y 1.13‰ a 3.04‰ y 1.69‰ en X y Y respectivamente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Reglamento Nacional de Edificaciones. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. SENCICO, primera edición, 2006.
- [2] Los edificios de muros delgados de concreto y las nuevas normas para su diseño. Ingeniero Antonio Blanco Blasco. Revista electrónica. Fecha consulta: 25/04/2015
http://www.institutoconstruir.org/centrocivil/concreto%20armado/Edificios_de_muros_delgados_de_concreto.pdf
- [3] Edificios de concreto armado con muros delgados de ductilidad limitada. Ángel Francisco San Bartolomé Ramos. Editorial Académica española, 2013.
- [4] Desde la perspectiva de las normas internacionales, factores de diseño sísmico para los edificios de ductilidad limitada. Richard Klingner. Revista Académica Facultad de Ciencias e Ingeniería Sección Civil. 2010
- [5] Estudio de alternativas estructurales para el techado de un edificio de oficinas. David Pómez Villanueva. Tesis electrónica. PUCP, 2012
- [6] Foro sobre Edificaciones de Muros Delgados de Concreto Armado. Antonio Blanco Blasco. SENCICO, 2004. Fecha de consulta: 29/04/2015
<http://www.sencico.gob.pe/gin/investigacion/MurosDelgados.pdf>
- [7] Edificios con muros de ductilidad limitada: un enfoque a partir de su desarrollo urbanístico y arquitectónico. Alfonso de la Piedra. Revista Académica Facultad de Ciencias e Ingeniería Sección Civil. 2010
- [8] Estructuración y Diseño en Concreto Armado. Ingeniero Antonio Blanco Blasco. Capítulo de Ingeniería Civil. 2011
- [9] Análisis de Edificios. Ángel Francisco San Bartolomé Ramos. PUCP: 1998
- [10] Diseño en concreto armado. Roberto Morales Morales. Fondo Editorial IGC, 2010
- [11] Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Teodoro E. Harmsen. 4ta Edición.
- [12] Ministerio de Vivienda y Construcción. Norma E.030 Diseño Sismo resistente: 2016.