

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**COMPARACIÓN ESTRUCTURAL Y ECONÓMICA DE EDIFICIO DE
7 PISOS ANTE CAMBIO DE LA NORMA E.030 DISEÑO
SISMORRESISTENTE**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero civil**, que presentan los bachilleres:

MAYCOL HECTOR LEON INGARUCA

SERGIO DAVID GUTIERREZ MORALES

ASESOR: Ing. Daniel Quiun Wong

Lima, Febrero de 2018



A mi madre Gladys Ingaruca por sus constantes consejos y aliento a seguir adelante. A quien considero mi padre Edgar Solano, quien fue mi motor y apoyo incondicional a lo largo de toda mi etapa universitaria y en la vida.

A ellos considero y les agradezco infinitamente.

Maycol Leon Ingaruca

RESUMEN

El presente trabajo tiene como referencia la tesis que lleva el título “Diseño de un Edificio de Oficinas en Miraflores” desarrollada por el tesista Gabriel Moyano Rostworowski en el año 2016, esta tesis abarca el análisis y diseño estructural de una edificación usando la norma sismorresistente NTE.030 aprobada en el año 2003 y vigente hasta enero del año 2016 donde entra en vigencia la nueva norma técnica NTE.030. Se analizará y diseñará la estructura del edificio propuesta en la tesis referencial usando la norma vigente de diseño sismorresistente, luego se realizará una comparación estructural y económica.

El edificio tiene estacionamientos ubicados en la primera planta, una cisterna cuyo acceso se encuentra en el primer nivel, entre los niveles dos y siete se encuentran los espacios destinados a oficinas con su respectiva área de servicios higiénicos.

El edificio es de siete pisos, se encuentra ubicado en el distrito de Miraflores, en la ciudad de Lima y el terreno sobre el cual se cimentará la estructura tiene una buena capacidad portante de 4.00 kg/cm².

El sistema estructural está conformado por muros, columnas y vigas de concreto armado, las losas de techo son aligerados convencionales y losas macizas los cuales pueden considerarse como diafragmas rígidos.

El análisis sísmico se hizo mediante un modelo pseudotridimensional de la estructura en el programa Etabs 9.7.4. El modelo planteado tiene tres grados de libertad por piso y el sistema estructural predominante en ambas direcciones es de muros de concreto armado que permiten controlar los desplazamientos laterales del edificio.

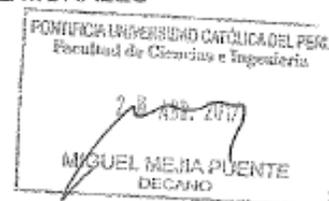
La estructura se diseñará y analizará cumpliendo los requisitos de la norma actual de diseño sismorresistente NTE.030, y calculando la resistencia de los elementos de concreto armado según la norma NTE.060.

La comparación de resultados en cuanto a la estructura será sobre parámetros sísmicos, periodos, cortante basal, desplazamientos, junta sísmica, fuerzas internas en un elemento estructural representativo (viga, columna y placa).

Se realizará el metrado, según las especificaciones del reglamento nacional de edificaciones (RNE), de todos los elementos de concreto armado de la estructura diseñada con la norma sismorresistente del 2003 y del 2016, se asignará un precio común a cada partida y realizaremos la comparación económica.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : Comparación estructural y económica de edificio de 7 pisos ante cambio de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.
Área : Estructuras
Asesor : Ing. Daniel Quiun Wong
Alumno : MAYCOL HÉCTOR LEÓN INGARUCA
Código : 2006.7079.412
Alumno : SERGIO DAVID GUTIERREZ MORALES
Código : 2008.0470.412
Tema N° : # 428
Fecha : Lima, 21 de abril de 2017



ANTECEDENTES

Al ocurrir un cambio en la norma de diseño sismorresistente, se debe evaluar el impacto a nivel estructural y a nivel económico en los edificios. En la ciudad de Lima existen muchos proyectos de viviendas y oficinas de baja y mediana altura. En este tipo de edificios la estructura se proyecta usualmente con pórticos de concreto armado, muros de concreto armado o un sistema dual.

DESCRIPCIÓN

Se cuenta con los planos de arquitectura y de estructuras de un edificio de 7 pisos destinado para oficinas. La ubicación es en el distrito de Miraflores, Lima que en la norma E.030 (2003) era zona sísmica 3 ($Z=0.4$). La actual norma E.030 (2016) ha cambiado el mapa de la zonificación sísmica, por lo que ahora el edificio se ubica en la zona sísmica 4 ($Z=0.45$).

Los alumnos harán el análisis y diseño estructural del edificio con la norma actual, y los resultados se compararán a nivel estructural y económico con los planos originales. La comparación estructural será en desplazamientos (derivadas), fuerza cortante del edificio y fuerzas internas en algunos elementos (muros, columnas y vigas).

El suelo de cimentación es del tipo S1 (grava densa) según la Norma E.030, con resistencia admisible de $q_a=4.0 \text{ kg/cm}^2$ a 1.50 m de profundidad debajo del nivel del piso terminado. La cimentación se hará siguiendo los lineamientos de las normas E.050 Suelos y Cimentaciones y E.060 Concreto Armado

La comparación económica será en los metrados de elementos de concreto armado, en las partidas de concreto y acero de refuerzo. Además se estimará el costo de estas partidas usando los planos dados y el nuevo diseño.

i

PLAN DE TRABAJO

El tema se someterá a cuatro revisiones de la siguiente manera:

1. Revisión del dimensionamiento de los elementos estructurales. Metrado de cargas. Análisis debido a cargas de gravedad.
2. Análisis sísmico del edificio ante la norma 2016. Comparación de resultados de desplazamientos laterales y fuerzas internas en algunos elementos: placas, columnas y vigas.
3. Diseño de vigas con los resultados de la norma 2016. Diseño de las columnas y los muros de concreto armado con los resultados de la norma 2016.
4. Diseño de la cimentación. Elaboración de metrados de los planos obtenidos con la norma 2003 y la norma 2016. Comparación económica. Conclusiones.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



COORDINACIÓN
ESPECIALIDAD
INGENIERÍA
CIVIL
- Depto. de Ingeniería -



INDICE

CAPÍTULO 1: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	1
CAPÍTULO 2: CONSIDERACIONES GENERALES	4
2.1. Normas Técnicas a usar	4
2.2. Materiales Empleados	4
2.3. Método de Diseño	4
CAPÍTULO 3: REVISIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO	5
3.1. Criterios de estructuración	5
3.2. Dimensiones adoptadas para la estructura	5
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO	8
4.1. Introducción	8
4.2. Parámetros de edificación	8
4.2.1. Factor de Zona “Z”	8
4.2.2. Condiciones Geotécnicas: Factor “S”, Factor T_p y Factor T_L	9
4.2.3. Coeficiente de Amplificación Sísmica “C”	11
4.2.4. Factor de Uso “U”	11
4.2.5. Sistema Estructural y Coeficiente Básico de Reducción de la Fuerza Sísmica “ R_o ”	12
4.2.6. Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica “R”	12
4.3. Regularidad Estructural	12
4.4. Modelo Estructural de Análisis	14
4.5. Análisis dinámico por combinación espectral	16
4.6. Modos y periodos	17
4.7. Control de desplazamientos laterales	17
4.7.1. Verificación de irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema	19
4.7.2. Verificación de irregularidad de piso blando e irregularidad extrema de rigidez	20
4.8. Cortante de diseño	23
4.8.1. Cortante estática (V_e)	23
4.8.2. Cortante dinámica (V_{din})	24
4.8.3. Verificación del coeficiente de reducción de la fuerza sísmica “R”	25
4.9. Junta de separación sísmica	25
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	27
5.1. Diseño de vigas peraltadas	27

5.1.1.	Introducción	27
5.1.2.	Diseño por flexión	27
5.1.3.	Diseño por corte	28
5.1.4.	Ejemplo de diseño de una viga peraltada	28
5.2.	Diseño de columnas	34
5.2.1.	Introducción	34
5.2.2.	Diseño por Flexo-Compresión	34
5.2.3.	Diseño por cortante	34
5.2.4.	Ejemplo de diseño de una columna	35
5.3.	Diseño de placas	40
5.3.1.	Introducción	40
5.3.2.	Diseño por Flexo-Compresión	40
5.3.3.	Diseño por Cortante	41
5.3.4.	Ejemplo de diseño de una placa	41
5.4.	Diseño de la cimentación	47
5.4.1.	Introducción	47
5.4.2.	Ejemplo de diseño de cimentaciones	47
CAPÍTULO 6: COMPARACION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO		53
6.1.	Comparación de parámetros sísmicos	53
6.2.	Comparación de resultados del análisis sísmico	55
6.2.1.	Comparación del periodo de la estructura	55
6.2.2.	Comparación de la cortante basal	55
6.2.3.	Comparación de derivas y desplazamientos	56
6.2.4.	Comparación de fuerzas internas	58
CAPITULO 7: METRADOS Y COSTOS DE LA EDIFICACION		65
7.1.	Definición	65
7.2.	Metrados de la edificación	65
7.2.1.	Metrado de zapatas	65
7.2.2.	Metrado de columnas	67
7.2.3.	Metrado de Vigas	69
7.2.4.	Resumen de metrados	70
7.3.	Costos de las partidas	71
CAPITULO 8: COMPARACION DE METRADOS Y COSTOS DE LA EDIFICACION		73
8.1.	Comparación de metrados	73
8.1.1.	Comparación del metrado de concreto	73

8.1.2.	Comparación del metrado de encofrado	74
8.1.3.	Comparación del metrado de Acero	75
8.2.	Comparación de costos	77
8.2.1.	Comparación de costos en concreto	77
8.2.2.	Comparación de costos en encofrado	77
8.2.3.	Comparación de costos en acero	78
8.2.4.	Comparación del costo total de la edificación	79
CAPITULO 9: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		81
9.1.	Conclusiones	81
9.2.	Recomendaciones	82
CAPITULO 11: BIBLIOGRAFIA		83



CAPÍTULO 1: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto tiene como referencia la tesis “Diseño de un Edificio de Oficinas en Miraflores” (Moyano, 2016) el cual consiste en un edificio destinado a oficinas ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores. El terreno cuenta con un área total de 838.45 m² con un frente hacia la calle y tres linderos colindantes con propiedades vecinas. El edificio de oficinas cuenta con un sistema estructural de pórticos y muros de concreto armado en ambas direcciones el cual se está volviendo muy común hoy en día en la construcción de oficinas. Estos edificios se analizan con tabiquería móvil permitiendo distribuir los ambientes según la necesidad del cliente.

El edificio tiene siete pisos con una altura total de 23.10 m., siendo la altura de piso a piso de 3.30 m., cuenta con un área techada total de 3753.9 m². y con dos oficinas por piso (doce en total), ver Figura 1 y Figura 2.

En el primer piso se encuentra el ingreso peatonal y los dos ingresos para vehículos, la totalidad de los estacionamientos están en este nivel. Los niveles que van desde el dos hasta el siete se encuentran distribuidos las dos oficinas por piso, en cada nivel se encuentran los baños para hombres, mujeres y discapacitados.

La estructuración se hizo de tal manera que se ajuste a las necesidades arquitectónicas y que también permitan dar una adecuada rigidez en ambas direcciones del edificio, en tal sentido se colocó muros y pórticos, las losas que se usaron fueron aligerados de 25 cm. y macizas de 20 cm.

La estructura del edificio fue analizada inicialmente con la norma sismorresistente NTE E.030 del 2003 en la tesis “Diseño de un Edificio de Oficinas en Miraflores” (Moyano, 2016), al ocurrir la actualización de la norma en el año 2016, se produjeron modificaciones en los parámetros sísmicos que implican realizar un nuevo análisis sísmico de la estructura.

El análisis sísmico que se realizará con la norma sismorresistente vigente implicará un nuevo diseño de la estructura, con los resultados obtenidos se puede comparar la estructura en cuanto a desplazamientos, fuerza cortante en la edificación y fuerzas internas de los elementos estructurales. Por otro lado estimaremos el costo total de la estructura de concreto armado y podremos comparar la variación económica entre la estructura diseñada con la norma sismorresistente del 2003 y del 2016.

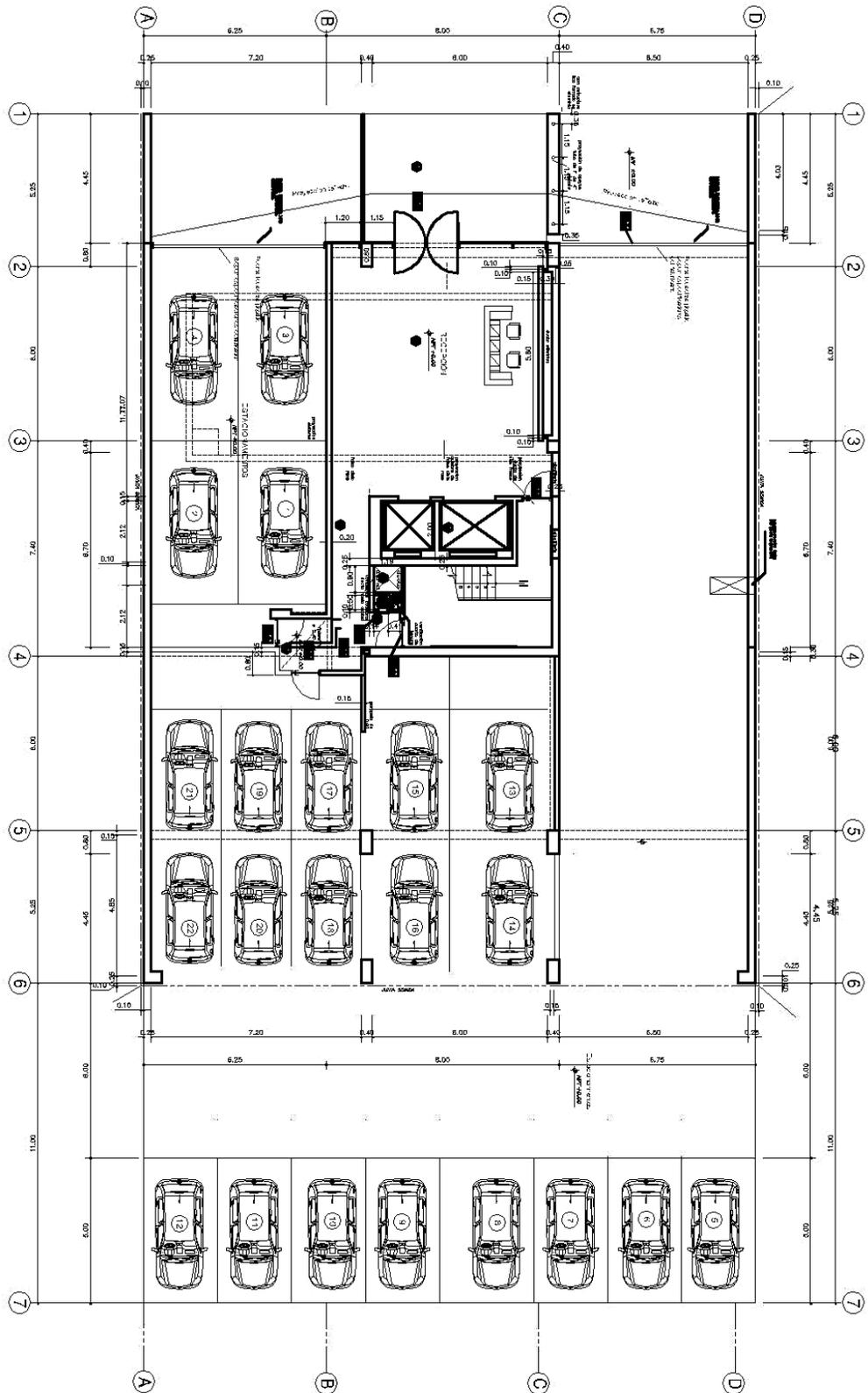


Figura 1: Planta arquitectónica de Primer piso (Moyano, 2016)

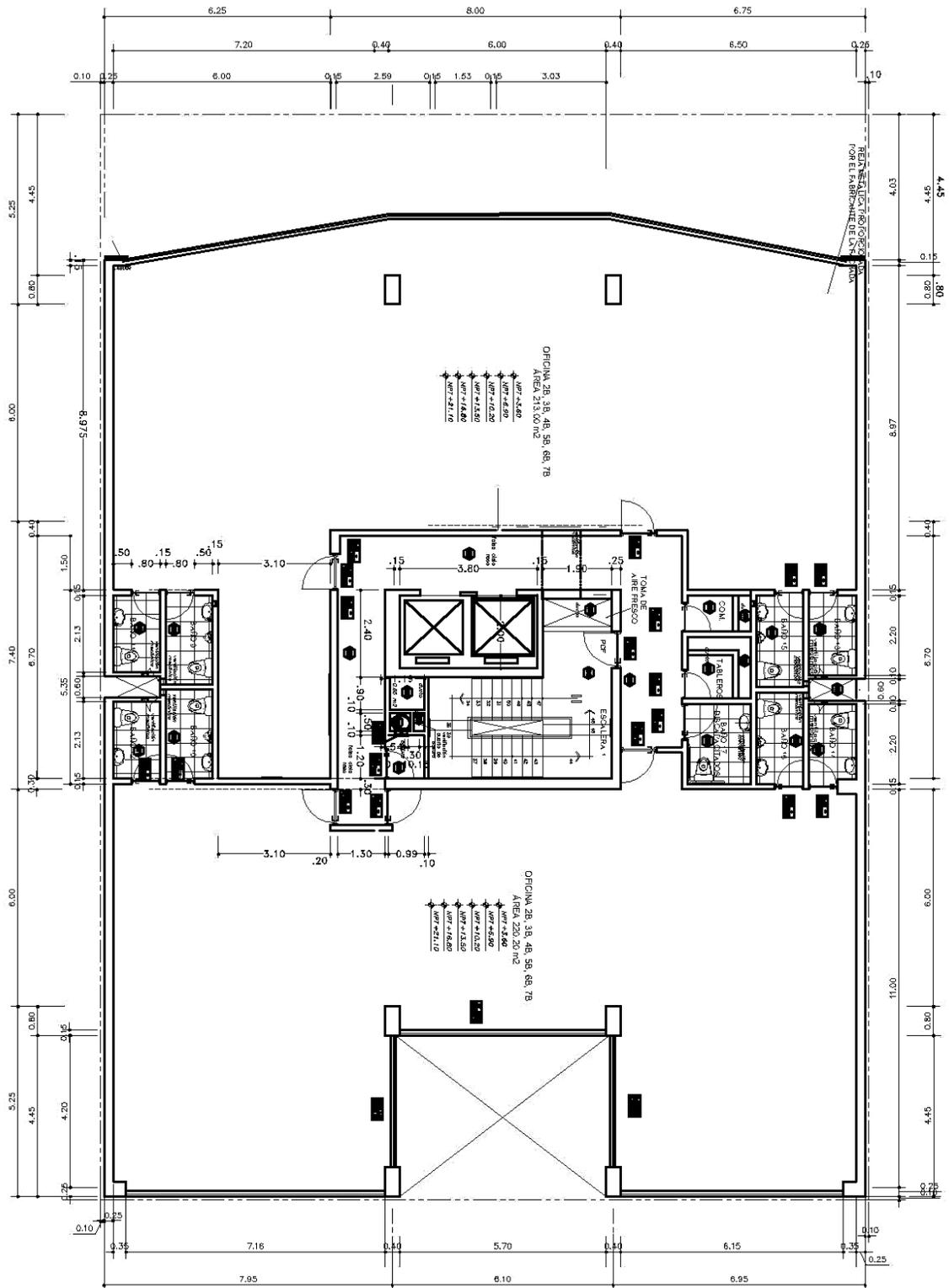


Figura 2: Planta arquitectónica del piso típico (Moyano, 2016)

CAPÍTULO 2: CONSIDERACIONES GENERALES

2.1. Normas Técnicas a usar

El análisis y diseño del edificio cumple con los mínimos exigidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones; se usaron las siguientes normas:

- Norma de Cargas E.020. (2006)
- Norma de Suelos y Cimentaciones E.050. (2006)
- Norma de diseño Sismorresistente E.030. (2016)
- Norma de Concreto Armado E.060. (2009)

2.2. Materiales Empleados

El concreto armado empleado tiene las siguientes características:

- Resistencia a compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$
- Módulo de Elasticidad: $E_c = 2.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de fluencia del acero (Grado 60): $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad del acero: $E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$

2.3. Método de Diseño

El método empleado para diseñar los elementos de concreto armado será el Método de Diseño por Resistencia donde las cargas actuantes se amplifican por factores y se usa combinaciones que dependen del tipo de carga especificadas en la norma de concreto armado E.060.

La resistencia requerida de los elementos en su etapa última, tiene las siguientes combinaciones de carga según norma E.060:

- $U = 1.4CM + 1.7CV$
- $U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$
- $U = 0.9CM \pm CS$
Siendo: CM (Carga muerta), CV (Carga viva) y CS (Carga de sismo)
- La estructura soportará en forma segura las cargas o solicitaciones si se cumple que:

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida o Última

Siendo:

$$\text{Resistencia Última} = \Phi \text{ Resistencia Nominal}$$

El factor de reducción Φ depende de la sollicitación de diseño que estemos empleando, esto está especificado en la Norma E.060 artículo 9.3.

CAPÍTULO 3: REVISIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO

La estructuración y pre dimensionamiento del edificio se realizó sobre la base de pórticos y muros de concreto armado, se respetará la estructuración original del edificio planteado en la tesis que se está tomando como referencia “Diseño de un edificio de oficinas en Miraflores” (Moyano, 2016) de tal manera que pueda servirnos como modelo para poder ser diseñado con la norma sismorresistente actual NTE E.030 (2016) y posteriormente obtener resultados que puedan ser comparados en cuanto a parámetros de estructura y costos de materiales de concreto, acero y encofrado.

3.1. Criterios de estructuración

Los criterios adoptados que se tomó en cuenta para realizar la revisión de la estructuración son las siguientes:

- Simplicidad y simetría, permiten un mejor comportamiento de la estructura ante solicitaciones sísmicas y permiten predecir el comportamiento con una alta precisión.
- Uniformidad y continuidad de la estructura, se buscó que la estructura sea continua tanto en planta como en elevación para evitar que hayan concentraciones de esfuerzos.
- Rigidez lateral, la estructura debe estar conformada por elementos estructurales que garanticen evitar deformaciones importantes que dañen a la estructura.
- Diafragma rígido, se debe emplear esta hipótesis para las losas ya que permite que los desplazamientos de un punto se muevan en la misma dirección sin distorsionarse, con esto se logra que las fuerzas horizontales se distribuyan de acuerdo a la rigidez lateral del elemento estructural.
- Elementos no estructurales, son tomados en cuenta porque influye en el peso de la estructura, en este caso en los baños de cada piso.

3.2. Dimensiones adoptadas para la estructura

El pre dimensionamiento planteado en la tesis que se está tomando como referencia, se indica que las losas aligeradas, vigas, columnas y muros de corte fueron pre dimensionados tomando en cuenta los criterios del libro “Estructuración y diseño de edificios de concreto armado” que tiene como autor al Ing. Antonio Blanco Blasco, al usar las recomendaciones del autor permitieron tener secciones iniciales que después de ser analizadas permitirán tener variaciones mínimas.

Se respetará el pre dimensionamiento planteado en la tesis referencial porque permitirá tener las mismas secciones de los elementos estructurales

permitiendo tener la misma estructura en ambas direcciones de análisis, con esto se puede verificar si con la nueva norma se cumple con los requisitos de rigidez e irregularidades o si es necesario hacer variaciones en las secciones para cumplir con la normativa vigente.

A continuación se presenta el resumen del pre dimensionamiento de los elementos estructurales tomados de la tesis referencial:

- Aligerados:
Se usó un aligerado de espesor $H = 0.25$ m ya que se tiene luces menores a 6.5 m
- Vigas:
Las vigas tienen los siguientes peraltes (Moyano, 2016):
 - ✓ 30x50 Volados en fachada frontal y viga quebrada
 - ✓ 30x60 Vigas que se encuentran en la oficina posterior
 - ✓ 30x70 Vigas que se encuentran en la parte posterior y entre placas.
- Columnas:
Las columnas tienen las siguientes dimensiones (Moyano, 2016):
 - ✓ 30x80 y 30x70 Oficina frontal
 - ✓ 40x50 y 30x50 Columnas pegadas a las placas, en los límites de propiedad.
- Muros de corte:
Los espesores más comunes para edificios medianos y altos son de 20, 25 y 30 cm y la evaluación final de la longitud de la placa se hará mediante el análisis sísmico. En tal sentido se asumirá el espesor calculado en la tesis referencial de 30 cm sujeto a verificación posterior.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

4.1. Introducción

El análisis sísmico permite verificar que el edificio cumpla con los requisitos de rigidez establecidos por la norma de Diseño Sismorresistente E.030 (2016), también permite calcular las fuerzas internas en los elementos estructurales como consecuencia de la acción del sismo de diseño establecida por la norma, con esto se tienen las fuerzas para poder diseñar cada uno de los elementos estructurales que conforman la estructura; por último permite calcular la junta de separación sísmica entre edificaciones. El análisis se realiza para las dos direcciones principales X e Y asumiendo que el 100% del sismo actúa en cada una de estas dos direcciones.

El análisis se hizo en el programa ETABS 9.7.4, considerando un análisis pseudotridimensional, en el cual la estructura está distribuida en los ejes X, Y Z, considerando los ejes X e Y como principales.

4.2. Parámetros de edificación

4.2.1. Factor de Zona “Z”

Según la norma sismorresistente vigente el territorio nacional está dividido en cuatro zonas (Figura 4), a cada zona se le asigna un factor Z que representa la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, los factores Z son los siguientes (NTE E.030, 2016):

- Zona 1: $Z=0.10$
- Zona 2: $Z=0.25$
- Zona 3: $Z=0.35$
- Zona 4: $Z=0.45$

El anexo N° 1 de la NTE E.030 contiene la lista de provincias y distritos que corresponden a cada zona.



Figura 4: Territorio nacional con la zonas sísmicas (NTE E0.30, 2016)

En este caso el proyecto que es tema de la presente tesis, al estar en la ciudad de Lima, pertenece a la zona 4, entonces $Z=0.45$

4.2.2. Condiciones Geotécnicas: Factor “S”, Factor T_p y Factor T_L

El factor “S” representa el fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas respecto de la base rocosa, el parámetro T_p es el periodo que pone fin a los valores constantes del espectro de aceleraciones y el parámetro T_L representa el inicio de estructuras con periodos largos.

Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N_{60} obtenidos

mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) para suelos cohesivos (NTE E0.30, 2016).

Los tipos de suelo que se consideran son los siguientes (NTE E.030, 2016):

- Perfil Tipo S_0 : Roca Dura
A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte V_s mayor que 1500 m/s
- Perfil Tipo S_1 : Roca o Suelos muy Rígidos
A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 500 m/s y 1500 m/s.
- Perfil de tipo S_2 : Suelos Intermedios
A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 180 m/s y 500 m/s.
- Perfil de Tipo S_3 : Suelos Blandos
Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menor o igual a 180 m/s.
- Perfil Tipo S_4 : Condiciones Excepcionales
A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio.

La norma sismorresistente indica el factor de amplificación de suelo “S” para cada zona sísmica “Z” y el correspondiente periodo T_p y T_L para cada factor “S” tal como se muestra en las siguientes tablas:

Tabla 1: Factor de suelo “S” (NTE E0.30, 2016)

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA	SUELO			
	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 2: Periodos "Tp" y "TL" (NTE E0.30, 2016)

PERIODOS "Tp" y "TL"				
	Perfil de Suelo			
	So	S ₁	S ₂	S ₃
Tp	0.30	0.40	0.60	1.00
TL	3.00	2.50	2.00	1.60

En este caso, el suelo donde se cimentará la estructura se considera tipo S₁ y al estar en la zona Z₄ le corresponde el factor S=1.00. Para el tipo de perfil S₁ le corresponde los valores de Tp=0.40 s y TL=2.50 s.

4.2.3. Coeficiente de Amplificación Sísmica "C"

El factor "C" representa la amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo.

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones (NTE E0.30, 2016):

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \quad C = 2.5 \\
 T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 \cdot (T_p / T) \\
 T > T_L & \quad C = 2.5 \cdot (T_p \cdot T_L / T^2)
 \end{aligned}$$

4.2.4. Factor de Uso "U"

La norma indica que se debe usar un factor de importancia "U" que permite amplificar las solicitaciones sísmicas según el tipo de edificación en relación a su importancia, para esto propone cuatro categorías. La categoría A es para edificaciones consideradas esenciales (U=1.5), la categoría B es para edificaciones importantes (U=1.3), la categoría C es para edificaciones comunes (1.0) y la categoría D es para edificaciones temporales.

En nuestro caso, la edificación pertenece a la categoría C y por lo tanto el factor de uso es U=1.0

4.2.5. Sistema Estructural y Coeficiente Básico de Reducción de la Fuerza Sísmica “Ro”

La norma indica que la resistencia lateral que debe tener una edificación, debe ser el cociente entre la resistencia necesaria para lograr un comportamiento elástico ideal, y el factor “R” que depende del sistema estructural predominante en la dirección de análisis.

Para sistemas estructurales de concreto armado le corresponden los siguientes factores “Ro” (NTE E0.30, 2016):

- Pórticos Ro=8
- Dual Ro=7
- Muros estructurales Ro=6
- Muros de ductilidad limitada Ro=4

En este caso inicialmente se considerará a la edificación que cuenta con un sistema de muros estructurales en ambas direcciones de análisis, luego se verificará la hipótesis según las indicaciones de la norma vigente NTE E0.30 donde indica que en los muros actúa por lo menos el 70% de la cortante basal.

4.2.6. Coeficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica “R”

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente Ro y los factores “Ia”, “Ip”, estos factores se encuentran en las tablas N° 8 y N° 9 respectivamente de la norma vigente NTE E0.30:

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$$

Donde:

- Ia: irregularidad estructural en altura
- Ip: irregularidad estructural en planta

4.3. Regularidad Estructural

Las estructuras deben ser calificadas como regulares o irregulares para poder cumplir las restricciones de la tabla N° 10 de la norma vigente NTE E.030, establecer los procedimientos de análisis y determinar el coeficiente “R” de reducción de fuerzas sísmicas (NTE E.030, 2016).

Una estructura regular es la que en su configuración resistente a cargas laterales no presenta ninguna de las irregularidades indicadas en la tabla N° 8 y N° 9 de la norma sismorresistente NTE E.030 vigente, en tal caso los

factores de irregularidad en altura (I_a) e irregularidad en planta (I_p) son iguales a la unidad.

Las estructuras irregulares son las que presentan una o más de las irregularidades indicadas en la tabla N° 8 y N° 9 de la norma NTE E.030, cada una de ellas debe ser verificada y clasificada para obtener el coeficiente de irregularidad en altura, en planta o ambos.

Se pueden descartar algunas irregularidades previamente al análisis mediante cálculos simples y analizando las características particulares que presenta la edificación. Las irregularidades que se pueden descartar en nuestra estructura son las siguientes:

- Irregularidad de resistencia – piso débil ($I_a=0.75$)
Los elementos resistentes a las fuerzas cortantes tienen la misma sección en cada nivel, la fuerza cortante irá de mayor a menor desde la base de la edificación hasta el último entrepiso, en ningún caso la resistencia de un entrepiso será menor que la resistencia del entrepiso inmediato superior, por lo tanto no se presentará este tipo de irregularidad en altura.
- Irregularidad extrema de resistencia ($I_a=0.50$)
Al no presentarse irregularidad de resistencia – piso débil se puede descartar este tipo de irregularidad en altura.
- Irregularidad de masa o peso ($I_a=0.90$)
El edificio, al ser destinado a oficinas, tiene una distribución uniforme de masa en cada nivel, por lo tanto no se presenta este tipo de irregularidad en altura.
- Irregularidad geométrica vertical ($I_a=0.90$)
La estructura no presenta ninguna reducción en altura, las dimensiones en planta son constantes en todos los niveles, por lo tanto no presenta este tipo de irregularidad en altura.
- Discontinuidad en los sistemas resistentes ($I_a=0.80$)
La estructuración que se planteó al inicio tuvo como condición que los elementos estructurales sean uniformes y continuos, con esto se descartó previamente este tipo de irregularidad.
- Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes ($I_a=0.60$)
Al no presentarse discontinuidad en los sistemas resistentes se puede descartar este tipo de irregularidad en altura.
- Esquinas entrantes ($I_p=0.90$)
La estructura presenta las siguientes dimensiones en planta:

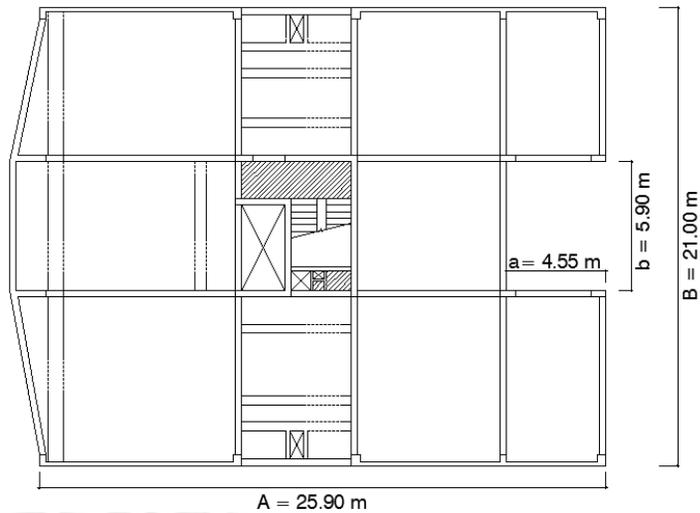


Figura 5: Dimensiones de las esquinas entrantes

Se tiene lo siguiente:

$$a / A = 17\%$$

$$b / B = 28\%$$

La norma indica que califica como irregular por esquinas entrantes si en ambas direcciones el cociente entre la longitud de la esquina y la correspondiente longitud total en planta es mayor al 20%, el cociente b/B satisface tal requisito, sin embargo en la otra dirección el cociente a/A no satisface, por lo tanto la estructura no presenta este tipo de irregularidad en planta.

- Discontinuidad del diafragma ($I_p=0.85$)
Los diafragmas son continuos en cada nivel, las aberturas del ascensor y de los ductos representan solo el 1.5% del área bruta del diafragma, por lo tanto la estructura no presenta este tipo de irregularidad en planta.
- Sistemas no paralelos ($I_p=0.90$)
Los elementos resistentes a las fuerzas laterales son paralelos en cada dirección de análisis, por lo tanto la estructura no presenta este tipo de irregularidad en planta.

Para la edificación analizada en la presente tesis se asumirá en principio que es regular, luego de ser modelada la estructura se verificarán las irregularidades de piso blando, irregularidad extrema de rigidez, irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema.

4.4. Modelo Estructural de Análisis

Para realizar el análisis sísmico del edificio se ha usado el programa ETABS Versión 9.7.4. Se hizo un análisis pseudotridimensional de muros y pórticos

planos de concreto armado unidos entre sí por losas idealizadas como diafragmas rígidos que permiten compatibilizar los desplazamientos en cada dirección de análisis.

Para modelar las vigas y columnas del edificio se consideró elementos tipo "Frame" y para los muros estructurales se consideró tipo "Wall", estos son elementos que soportarán esfuerzos por corte, flexión, así como fuerzas axiales.

Para modelar de manera adecuada los nudos de la edificación es necesario utilizar brazos rígidos y según las recomendaciones del programa se debe asignar un factor de 0.5 a la opción "Rigid-zone factor", con esto se asume que los nudos no son infinitamente rígidos pero permiten que no existan giros relativos.

El modelo computacional se muestra en las figuras 6 y 7.

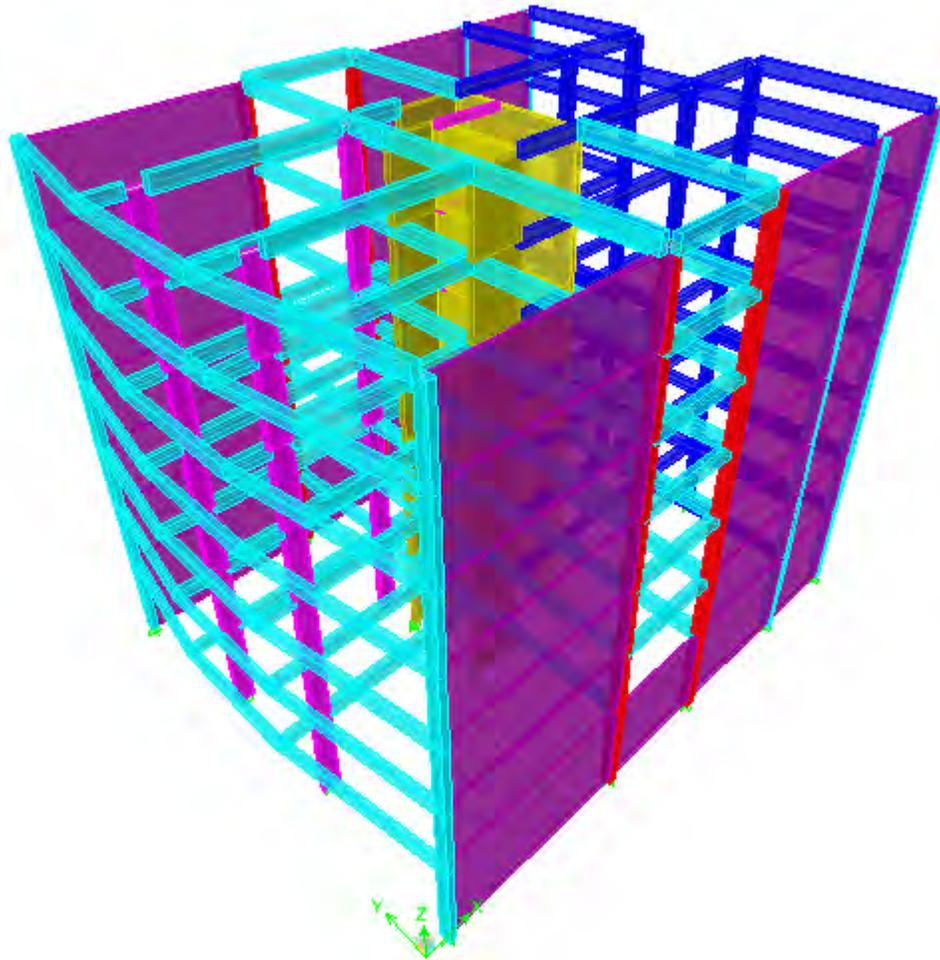


Figura 6: Modelo estructural en 3D del proyecto (ETABS 9.7.4)

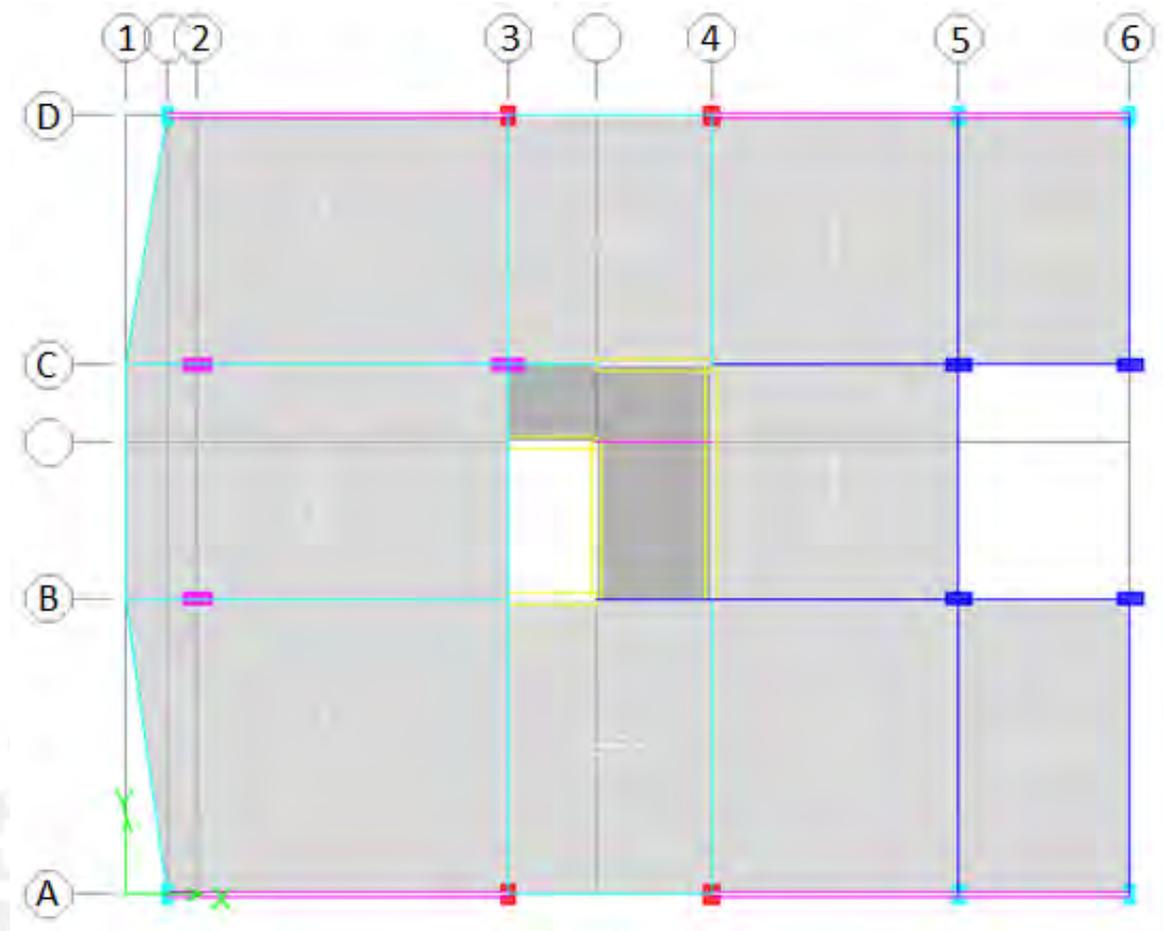


Figura 7: Modelo estructural en planta del proyecto (ETABS 9.7.4)

4.5. Análisis dinámico por combinación espectral

Según la Norma vigente E.030 indica que este método puede ser aplicado para analizar cualquier edificio. El análisis dinámico puede realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia.

Este proyecto tiene la categoría de edificación convencional por lo que se usará el procedimiento de combinación espectral, en el cual a la estructura se le aplica un espectro inelástico de pseudoaceleraciones en cada dirección horizontal. La aceleración espectral queda definida con la siguiente expresión:

$$S_a = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) \times g$$

4.6. Modos y periodos

Se obtuvieron los periodos fundamentales de los modos de vibración resultantes en cada dirección principal de la estructura, por cada nivel se tiene 3 grados de libertad y al tener 7 pisos se tiene 21 modos de vibración (Ver tabla 3).

Tabla 3: Modos de Vibración y porcentaje de masa participativa (ETABS 9.7.4)

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.54	0.06	69.98	0	70
2	0.26	2.91	0.24	3	70
3	0.25	66.77	0.12	70	70
4	0.12	0.02	20.06	70	90
5	0.07	0.44	0.10	70	90
6	0.06	19.82	0.12	90	91
7	0.06	0.09	5.65	90	96
8	0.04	0.00	2.26	90	99
9	0.03	0.09	0.03	90	99
10	0.03	5.52	0.01	96	99
11	0.03	0.01	0.95	96	100
12	0.02	0.00	0.39	96	100
13	0.02	0.03	0.01	96	100
14	0.02	0.00	0.09	96	100
15	0.02	2.40	0.00	98	100
16	0.02	0.01	0.00	98	100
17	0.02	1.16	0.00	99	100
18	0.02	0.01	0.00	99	100
19	0.01	0.00	0.00	99	100
20	0.01	0.52	0.00	100	100
21	0.01	0.14	0.00	100	100

El primer modo de vibración en la dirección Y-Y tiene un periodo de 0.54 segundos con un porcentaje de participación de masa del 69%, en la dirección el X-X, el tercer modo de vibración tiene un porcentaje de masa participativa de 66% con un periodo de 0.25 segundos; estos dos modos son los principales ya que tienen la mayor masa participativa de la estructura.

4.7. Control de desplazamientos laterales

Del Análisis Dinámico y la Superposición Modal se hallaron los desplazamientos elásticos y lineales de la estructura. La norma vigente NTE

E.030 indica que para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R, en caso sea irregular se multiplicará por R, los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

En este caso la estructura al suponerse inicialmente como regular se usa el factor de 0.75R, este factor es introducido al programa ETABS para que nos muestre de manera directa los desplazamientos inelásticos de la estructura.

Para el caso de edificios de Concreto Armado, la Norma Peruana establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado en los puntos de máximo desplazamiento, de dos pisos consecutivos, no deberá exceder de 0.007 la altura de entrepiso.

Las máximas derivas en la dirección X-X e Y-Y se muestran en la tabla 4.

Tabla 4: Máximas derivas de la estructura

Story	Load	DriftX	DriftY
STORY7	DX	0.0011	-
STORY7	DX	-	0.0003
STORY7	DY	0.0004	-
STORY7	DY	-	0.0036
STORY6	DX	0.0011	-
STORY6	DX	-	0.0004
STORY6	DY	0.0004	-
STORY6	DY	-	0.0038
STORY5	DX	0.0011	-
STORY5	DX	-	0.0004
STORY5	DY	0.0004	-
STORY5	DY	-	0.0038
STORY4	DX	0.0011	-
STORY4	DX	-	0.0003
STORY4	DY	0.0004	-
STORY4	DY	-	0.0036
STORY3	DX	0.000954	-
STORY3	DX	-	0.000308
STORY3	DY	0.000377	-
STORY3	DY	-	0.003149
STORY2	DX	0.000725	-
STORY2	DX	-	0.000237
STORY2	DY	0.000291	-
STORY2	DY	-	0.002401
STORY1	DX	0.000322	-
STORY1	DX	-	0.000105
STORY1	DY	0.000118	-
STORY1	DY	-	0.001199

Las derivas máximas se encuentran en el 5to piso, en la dirección Y-Y con un valor de 0.0038, y en la dirección X-X con un valor de 0.0011, ambos menores que el máximo permitido por la norma NTE E.030.

Una vez verificada esta condición, se deberá efectuar el análisis de giros para evaluar si el edificio presenta irregularidad torsional o irregularidad torsional extrema en planta, también se efectuará el análisis para determinar si presenta irregularidad de piso blando e irregularidad extrema de rigidez.

4.7.1. Verificación de irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema

Según la norma vigente NTE E.030, se deberán cumplir dos condiciones para calificar a una estructura como irregular por torsión:

- El cociente entre el desplazamiento de entrepiso en el extremo del edificio y el valor del desplazamiento del centro de masas sea mayor a 1.2.
- El desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del valor del máximo permisible indicado en la Tabla N° 11 de la norma.

Tabla 5: Verificación de irregularidad torsional en la dirección X-X

DESPLAZAMIENTOS DEL CENTRO DE MASA (C.M.)				DERIVAS C.M. UX	DERIVA MAXIMA	CONDICIONES	
STORY	Load	UX (m)	h (m)	(Delta /h) *1000	(Drift Max) *1000	Δ_{max}/Δ_{CM}	MAYOR A 50%PERM
STORY7	DX	0.0184	23.10	0.94	1.050	1.118	NO
STORY6	DX	0.0153	19.80	0.97	1.116	1.151	NO
STORY5	DX	0.0121	16.50	1.00	1.133	1.133	NO
STORY4	DX	0.0088	13.20	0.94	1.083	1.153	NO
STORY3	DX	0.0057	9.90	0.82	0.954	1.166	NO
STORY2	DX	0.003	6.60	0.64	0.725	1.139	NO
STORY1	DX	0.0009	3.30	0.27	0.322	1.181	NO

Tabla 6: Verificación de irregularidad torsional en la dirección Y-Y

DESPLAZAMIENTOS DEL CENTRO DE MASA (C.M.)				DERIVAS C.M. UY	DERIVA MAXIMA	CONDICIONES	
STORY	Load	UY (m)	h (m)	(Delta /h) *1000	(Drift Max) *1000	Δ_{max}/Δ_{CM}	MAYOR A 50%PERM
STORY7	DY	0.0628	23.10	3.21	3.623	1.1279	SI
STORY6	DY	0.0522	19.80	3.33	3.788	1.1364	SI
STORY5	DY	0.0412	16.50	3.33	3.794	1.1382	SI
STORY4	DY	0.0302	13.20	3.18	3.599	1.1311	SI
STORY3	DY	0.0197	9.90	2.76	3.149	1.1419	NO
STORY2	DY	0.0106	6.60	2.12	2.401	1.1319	NO
STORY1	DY	0.0036	3.30	1.09	1.199	1.0991	NO

En la dirección X-X se verifica que la estructura no cumple los requisitos de irregularidad por torsión, se pudo anticipar este resultado debido a que la deriva máxima en esta dirección no supera el 50% de la deriva permisible, sin embargo para fines didácticos se muestran los resultados obtenidos.

En la dirección Y-Y se verifica que el cociente Δ_{max}/Δ_{CM} no supera a 1.2 en ninguno de los niveles, por lo tanto se verifica que la estructura no cumple con los requisitos de irregularidad torsional.

La estructura al no presentar irregularidad torsional excluye la verificación de irregularidad torsional extrema.

4.7.2. Verificación de irregularidad de piso blando e irregularidad extrema de rigidez

Según la norma vigente NTE E.030, se deberán cumplir dos condiciones para calificar a una estructura como irregular por piso blando:

- La deriva de un entrepiso es mayor que 1.4 veces la deriva del entrepiso inmediato superior
- La deriva de un entrepiso es mayor que 1.25 veces el promedio de las derivas de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

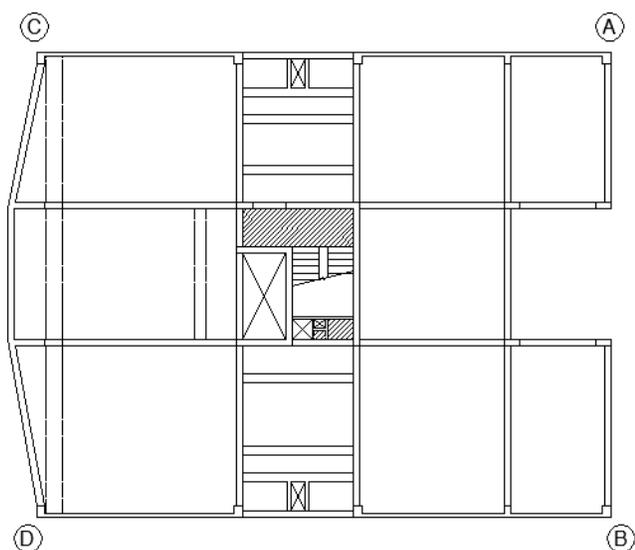


Figura 8: Puntos extremos de análisis

En la dirección X-X se tienen los resultados del análisis de la irregularidad por piso blando, se muestran en las tablas 7 y 8.

Tabla 7: Promedio de distorsiones en los extremos del entrepiso

	DERIVAS LATERALES UX-A	DERIVAS LATERALES UX-B	DERIVAS LATERALES UX-C	DERIVAS LATERALES UX-D	DISTORSIÓN DE ENTREPISO
Story	(Delta /h) *1000	(Delta /h) *1000	(Delta /h) *1000	(Delta /h) *1000	ΔX
STORY7	1.06	1.03	1.06	1.03	1.05
STORY6	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09
STORY5	1.15	1.09	1.15	1.09	1.12
STORY4	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06
STORY3	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
STORY2	0.73	0.70	0.73	0.70	0.71
STORY1	0.33	0.30	0.33	0.30	0.32

Tabla 8: Verificación de irregularidad por piso blando

Story	RELACIONES		CONDICIONES DE ANÁLISIS		CONDICIÓN DE EDIFICIO
	Δ_i/Δ_{i+1}	$\Delta_i/(\Delta_{i+1}+\Delta_{i+2}+\Delta_{i+3})$	$\Delta_i > 1.4\Delta_{i+1}$ $\Delta_i > 1.6\Delta_{i+1}$	$\Delta_i > 1.25(\Delta_{i+1}+\Delta_{i+2}+\Delta_{i+3})$ $\Delta_i > 1.40(\Delta_{i+1}+\Delta_{i+2}+\Delta_{i+3})$	
STORY7	-	-	-	-	-
STORY6	1.043	-	-	-	-
STORY5	1.028	-	NO	-	REGULAR
STORY4	0.946	0.977	NO	NO	REGULAR
STORY3	0.886	0.861	NO	NO	REGULAR
STORY2	0.758	0.684	NO	NO	REGULAR
STORY1	0.447	0.352	NO	NO	REGULAR

En la dirección Y-Y se tienen los resultados del análisis de la irregularidad por piso blando, se muestran en las tablas 9 y 10.

Tabla 9: Promedio de distorsiones en los extremos del entrepiso

Story	DERIVAS LATERALES UY-A	DERIVAS LATERALES UY-B	DERIVAS LATERALES UY-C	DERIVAS LATERALES UY-D	DISTORSIÓN DE ENTREPISO
	(Delta /h) *1000	(Delta /h) *1000	(Delta /h) *1000	(Delta /h) *1000	Δy
STORY7	3.03	3.03	3.55	3.55	3.29
STORY6	3.18	3.18	3.73	3.73	3.45
STORY5	3.18	3.18	3.73	3.73	3.45
STORY4	3.03	3.03	3.58	3.58	3.30
STORY3	2.67	2.67	3.09	3.09	2.88
STORY2	2.03	2.03	2.36	2.36	2.20
STORY1	1.06	1.06	1.21	1.21	1.14

Tabla 10: Verificación de irregularidad por piso blando

Story	RELACIONES		CONDICIONES DE ANÁLISIS		CONDICIÓN DE EDIFICIO
	Δ_i/Δ_{i+1}	$\Delta_i/(\Delta_{i+1}+\Delta_{i+2}+\Delta_{i+3})$	$\Delta_i > 1.4\Delta_{i+1}$ $\Delta_i > 1.6\Delta_{i+1}$	$\Delta_i > 1.25(\Delta_{i+1}+\Delta_{i+2}+\Delta_{i+3})$ $\Delta_i > 1.40(\Delta_{i+1}+\Delta_{i+2}+\Delta_{i+3})$	
STORY7	-	-	-	-	-
STORY6	1.051	-	-	-	-
STORY5	1.000	-	NO	-	REGULAR
STORY4	0.956	0.972	NO	NO	REGULAR
STORY3	0.872	0.846	NO	NO	REGULAR
STORY2	0.763	0.684	NO	NO	REGULAR
STORY1	0.517	0.407	NO	NO	REGULAR

En ambas direcciones se verifica que el cociente entre las derivas de pisos consecutivos ($\Delta i/\Delta i+1$) es menor que 1.4, además el cociente entre la deriva de entrepiso y el promedio de las derivas de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes ($\Delta i/[\Delta i+1+\Delta i+2+\Delta i+3]$) no sobrepasan el valor de 1.25, por lo tanto la estructura no cumple con los requisitos de irregularidad por piso blando.

La estructura al no presentar irregularidad por piso blando excluye la verificación de irregularidad extrema de rigidez.

Al verificarse las irregularidades faltantes la estructura califica como regular, lo cual indica que no se hará ninguna modificación en los factores sísmicos empleados al principio y los valores obtenidos hasta el momento son correctos.

4.8. Cortante de diseño

La norma vigente NTE E.030 indica que para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante en el edificio no será menor que el 80% del valor calculado por el método estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

En caso fuera necesario incrementar la fuerza cortante para cumplir los mínimos señalados se deberá escalar proporcionalmente todos los resultados obtenidos mediante el análisis dinámico, con excepción de los desplazamientos (NTE E.030, 2016).

4.8.1. Cortante estática (V_e)

La fuerza cortante total en la base de la estructura en cada dirección de análisis se obtiene con la expresión siguiente:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P \quad ; \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

Donde:

- Z=0.4
- U=1
- S=1
- C=2.5 Para $T < T_p$
 C=2.5(T_p/T) Para $T_p < T < T_L$
 C=2.5. $\left(\frac{T_p \times T_L}{T^2}\right)$ Para $T > T_L$
- R=6
- P=3172 ton.

El valor de la fuerza cortante total en la base de la estructura depende del factor de amplificación sísmica “C”, este a su vez depende del periodo del edificio en la dirección de análisis “T”.

En la dirección X-X:

El periodo $T_x=0.25$ segundos y el periodo $T_p=0.40$ segundos, en este caso $T < T_p$, por lo tanto el coeficiente de amplificación sísmica en esta dirección es $C_x=2.50$

En la dirección Y-Y:

El Periodo $T_y=0.54$ segundos, el periodo $T_p=0.40$ segundos y el periodo $T_L=2.5$ segundos, en este caso $T_p < T < T_L$, por lo tanto el coeficiente de amplificación sísmica en esta dirección se calcula mediante la expresión $C=2.5(T_p/T)$, entonces $C_x=1.84$

La tabla 11 presenta los valores del coeficiente de amplificación sísmica a emplear para el cálculo de la fuerza cortante en la base de la estructura:

Tabla 11: Cortante estática basal

	Periodo (Seg.)	C	C/R	V estática (Ton)	80% V estática (Ton)
Dirección X-X	0.25	2.50	0.42	594.76	475.81
Dirección Y-Y	0.54	1.84	0.31	460.50	368.77

4.8.2. Cortante dinámica (Vdin)

La fuerza cortante dinámica en la base del edificio se hizo bajo un análisis dinámico y mediante una superposición modal.

A continuación se muestra en la tabla 12 los resultados del análisis dinámico y el factor de amplificación para obtener la fuerza cortante mínima en el edificio:

Tabla 12: Cortante dinámica y factor de amplificación

	V dinámica (Ton)	80% V estática (Ton)	f
Dirección X-X	431.32	475.81	1.10
Dirección Y-Y	347.13	368.77	1.06

Para la dirección X-X se necesita amplificar las fuerzas en un 10%, mientras que en la dirección Y-Y se amplificará un 6%, tal como se muestra en la tabla 12.

4.8.3. Verificación del coeficiente de reducción de la fuerza sísmica “R”

La estructura está conformada por pórticos y muros de concreto armado en ambas direcciones, sin embargo esta suposición inicial debe ser comprobada con el porcentaje de cortante basal que actúan sobre los muros y pórticos.

La tabla 13 muestra el porcentaje de cortante que actúa sobre los muros y las columnas de la estructura:

Tabla 13: Porcentaje de cortante basal sobre muros y columnas

Dirección X-X	V (Ton)	%
Placas	425.00	98.53
Columnas	6.32	1.47
TOTAL	431.32	100.00

Dirección Y-Y	V (Ton)	%
Placas	326.00	93.91
Columnas	21.13	6.09
TOTAL	347.13	100.00

En las dos direcciones de análisis fuerza cortante (V) que actúan sobre las placas de concreto armado son mayores a 70%, entonces se cumple la condición de un sistema de muros estructurales que indica la norma vigente NTE E.030.

Se verifica que la suposición inicial con respecto al coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R) es correcta y los resultados obtenidos hasta el momento no serán modificados.

4.9. Junta de separación sísmica

La norma específica una distancia mínima de separación entre edificaciones vecinas para evitar el choque entre ellas.

Los desplazamientos máximos de la estructura obtenidos del análisis son los siguientes:

- Dx = 2.10 cm
- Dy = 7.08 cm

La distancia mínima de separación (S) debe ser el mayor de los siguientes valores:

- ✓ $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes.
- ✓ $0.006 h$
- ✓ 3 cm

Donde h es la altura medida desde el nivel de terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar S

La normativa vigente indica también que el edificio deberá separarse del límite de propiedad una distancia no menor que:

- $\frac{2}{3}$ del desplazamiento máximo del edificio.
- $S/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de $S/2$ que le corresponde más el valor $S/2$ de la estructura vecina (NTE E.030, 2016).

El proyecto solo colinda con edificaciones en la dirección Y-Y, en este sentido suponiendo que la edificación existente cuenta con la junta sísmica reglamentaria, el mayor valor de "S" corresponde a la expresión $0.006h$ (13.86 cm.), por lo tanto la junta sísmica será el valor que corresponde a la expresión " $S/2$ " siendo este de 7 cm.

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

La modificación de los parámetros sísmicos de la norma vigente NTE E.030 – 2016 con respecto a la norma antigua NTE E.030 – 2003 implica un cambio en el espectro de diseño que afecta directamente a los elementos resistentes a fuerzas sísmicas tales como vigas, placas, columnas y cimentaciones de concreto armado.

En este capítulo se mostrará el diseño de los elementos resistentes a fuerzas sísmicas de modo que puedan ser comparados con el diseño propuesto en la tesis que se está tomando como referencia “Diseño de un edificio de oficinas en Miraflores” (Moyano, 2016). Las losas macizas y aligeradas, al no ser afectadas por las fuerzas sísmicas, llevarán el mismo diseño y solo se mencionará la distribución de acero para efectos del metrado final.

5.1. Diseño de vigas peraltadas

5.1.1. Introducción

Estos elementos requieren un diseño por flexión y cortante principalmente, las fuerzas internas serán incrementadas mediante factores que establece la norma de concreto armado NTE E0.60, mientras que las resistencias nominales son minoradas por factores de reducción de resistencia que también está establecido en la norma de concreto (ϕ).

5.1.2. Diseño por flexión

Para calcular los momentos amplificados de diseño (M_u) se usó el modelo pseudotrídimensional elaborado en el programa ETABS 9.7.4, el valor usado es el máximo que pertenece a la envolvente de momentos flectores.

El refuerzo necesario se calculará en base a la profundidad del bloque de compresiones (a) según las siguientes ecuaciones (Ottazzi, 2013):

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi 0.85 f'_c b}}$$

$$A_s = \frac{|M_u|}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

El refuerzo máximo para el caso de secciones rectangulares es $0.75(\rho.b.d)$ donde el factor $(\rho.b.d)$ es el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada, mientras que el refuerzo mínimo se calculará mediante la ecuación siguiente (NTE E.060):

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c} b d}{f_y}$$

5.1.3. Diseño por corte

El diseño por corte implica una verificación inicial en la que se calcule si el concreto es capaz de resistir toda la fuerza cortante que se produce en la viga, la verificación es la siguiente:

$$V_u < \phi V_c$$

En el caso que no se cumpla la condición anterior, se adicionará el refuerzo necesario mediante ϕV_s tal que cumpla lo siguiente:

$$V_u < \phi V_c + \phi V_s$$

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

Donde:

- A_v : Área de las ramas de los estribos paralelos al alma.
 S : Espaciamiento de estribos

Para las vigas sísmicas la norma NTE E.060, establece que el comportamiento de estos elementos debe ser dúctil, para lo cual se debe cumplir lo siguiente:

- El primer estribo debe estar a 5 cm de la cara y el resto a un espaciamento menor o igual al menor de $d/4$, $8db$ longitudinal o 30cm, todo esto hasta una distancia igual a dos veces el peralte del elemento.
- El espaciamento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no debe ser mayor a $0.5d$

5.1.4. Ejemplo de diseño de una viga peraltada

Se realizará el análisis de una viga peraltada que soporta cargas de gravedad y a la vez forma pórtico resistente a sismo. La viga típica analizada es la VT-09 (.30X.60) y está ubicada en el eje 5.

A continuación se muestran los diagramas de momentos flectores (ton-m) y fuerzas cortantes (ton.) amplificados obtenidos del análisis en el programa ETABS 9.7.4:

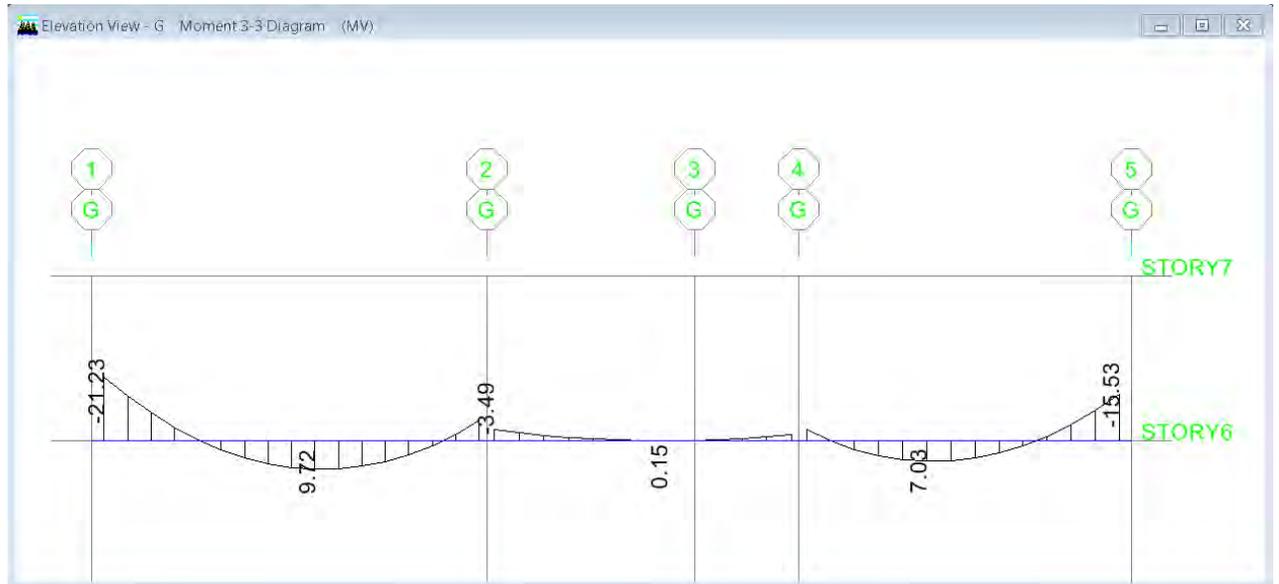


Figura 9: Momentos flectores debidos a carga muerta y viva (MV)

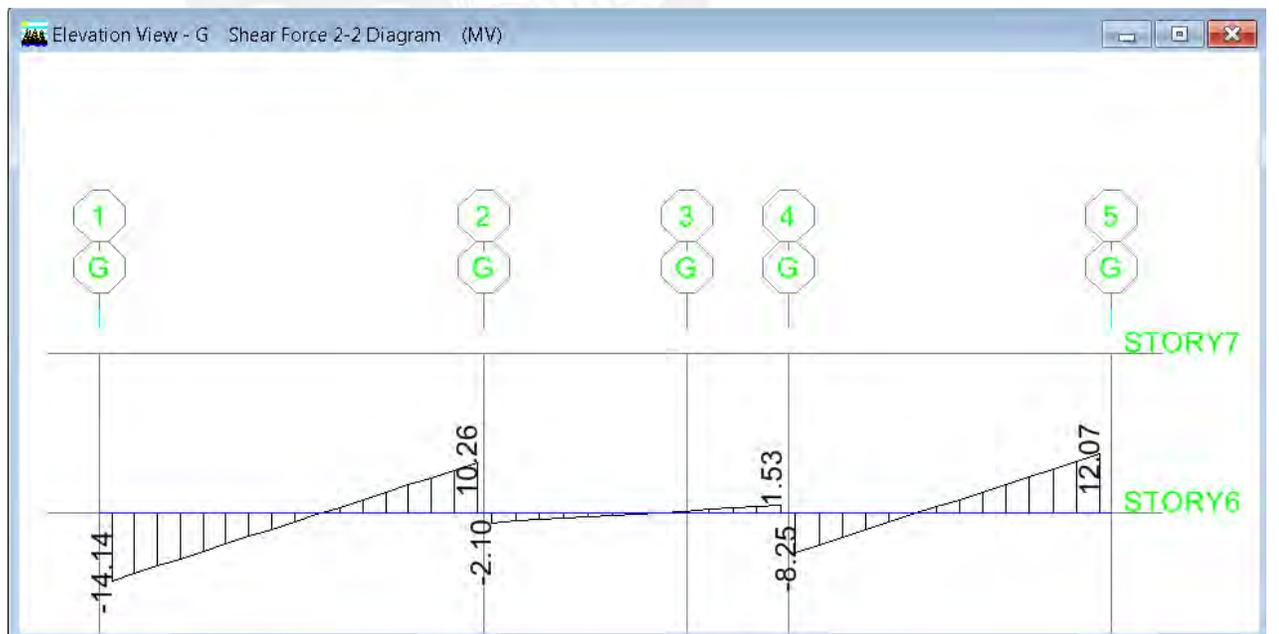


Figura 10: Fuerzas cortantes debidos a carga muerta y viva (MV)

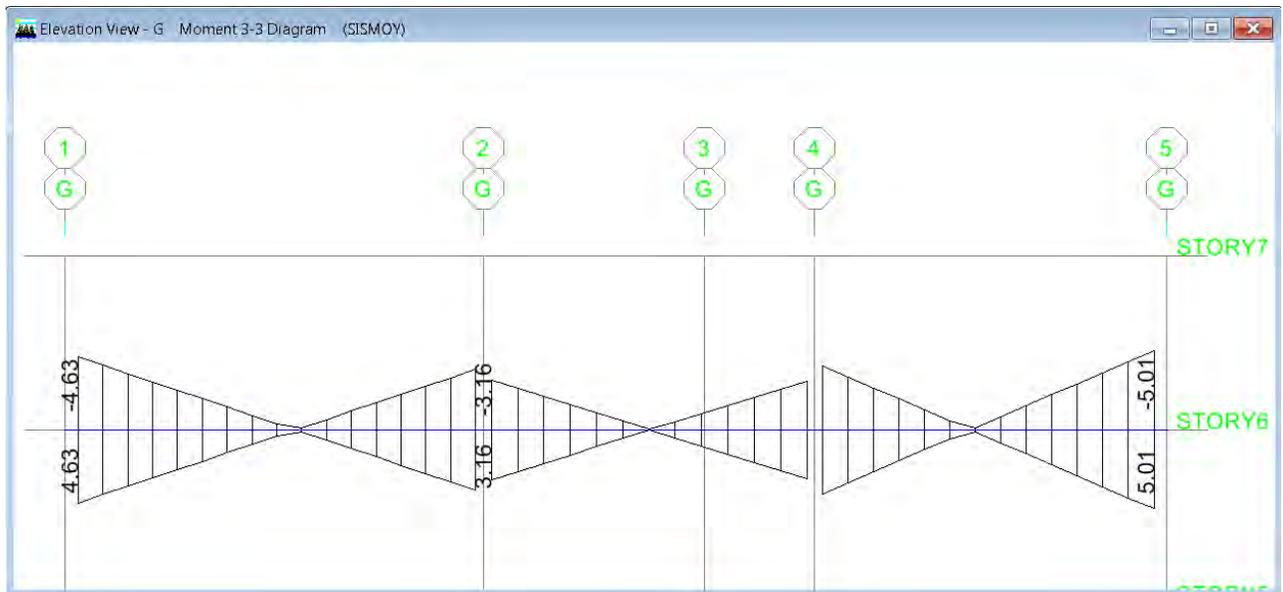


Figura 11: Momentos flectores debidos al sismo en la dirección Y-Y (SISMOY)

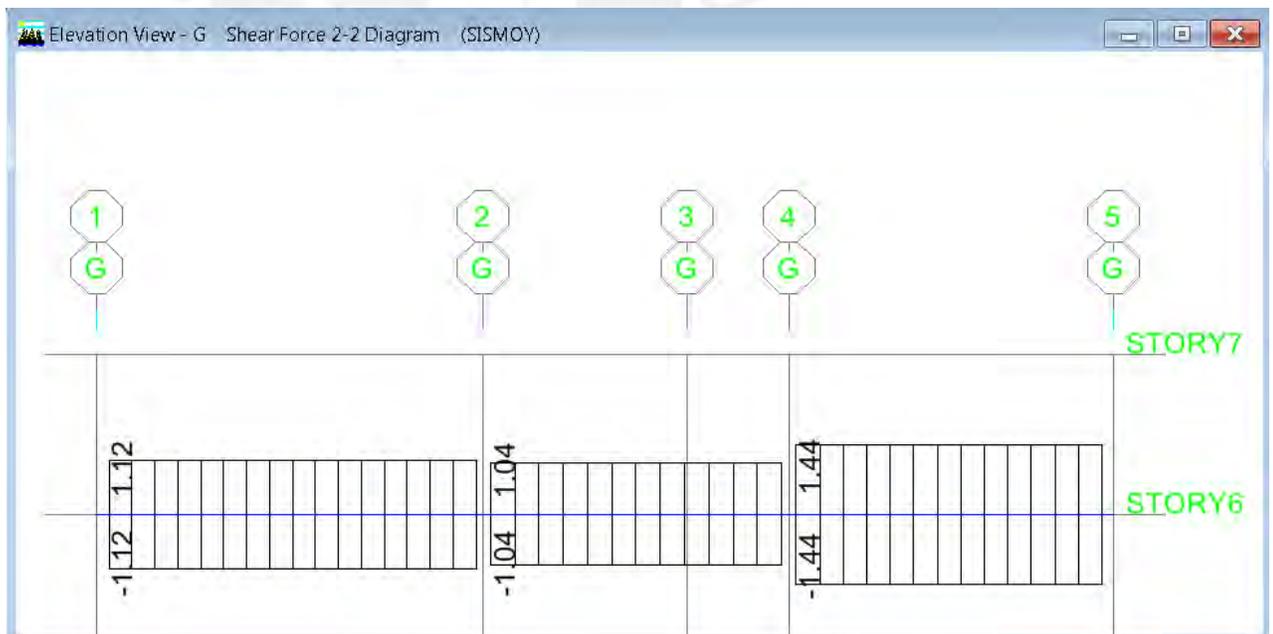


Figura 12: Fuerzas cortantes debidos al sismo en la dirección Y-Y (SISMOY)

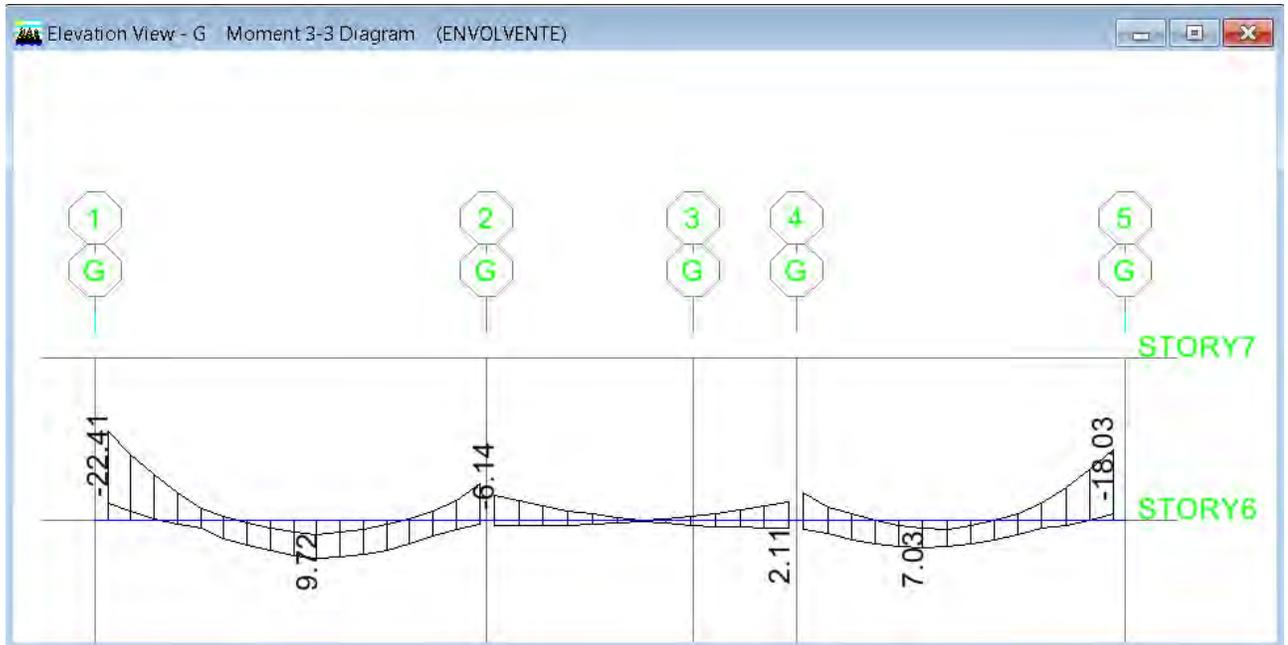


Figura 13: Envolvente de momentos flectores (Envolvente)

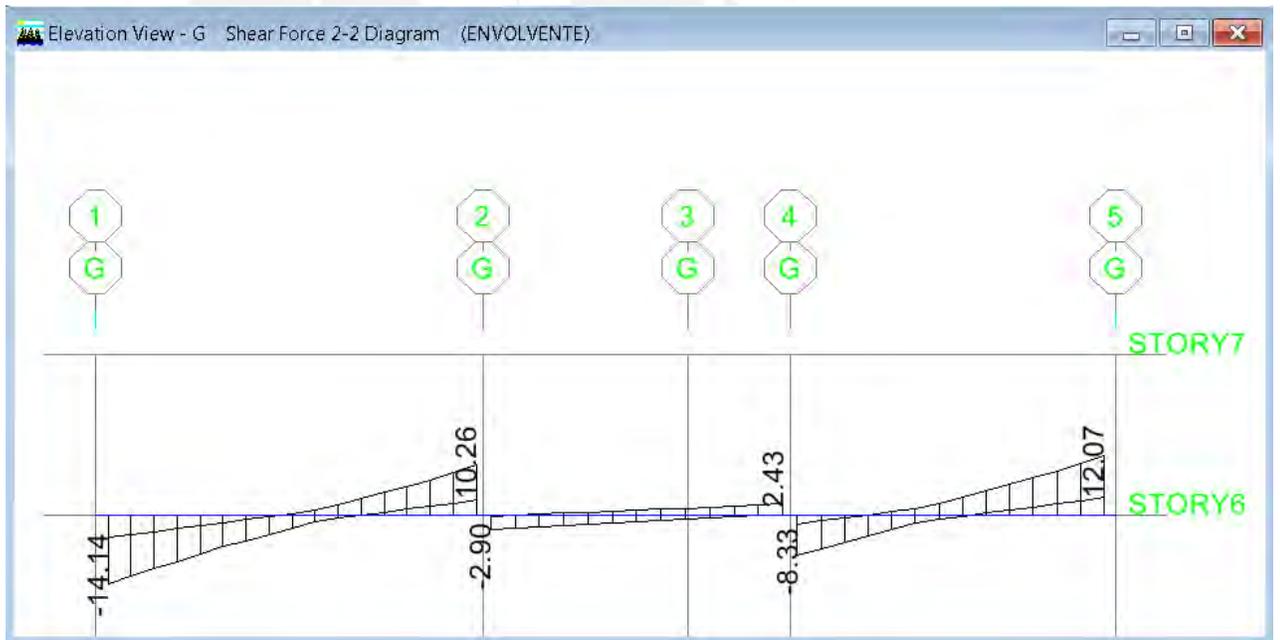


Figura 14: Envolvente de fuerzas cortantes (Envolvente)

- Diseño por flexión
 - El máximo momento positivo obtenido de la envolvente de diagramas es $M_u(+)$ = 9.72 ton-m

$b = 30 \text{ cm}$
 $d = 54 \text{ cm}$
 $A_s \text{ mín.} = 3.91 \text{ cm}^2$
 $A_s \text{ max.} = 25.82 \text{ cm}^2$
 $A_s (+) \text{ necesario} = 4.94 \text{ cm}^2$

Por lo tanto como refuerzo inferior corrido se colocará $2\Phi 3/4"$ ($A_s=5.68 \text{ cm}^2$), sin necesidad de bastones adicionales

- El máximo momento negativo obtenido de la envolvente de diagramas es $M_u(-) = 22.41 \text{ ton-m}$
 $b = 30 \text{ cm}$
 $d = 54 \text{ cm}$
 $A_s \text{ mín.} = 3.91 \text{ cm}^2$
 $A_s \text{ max.} = 25.82 \text{ cm}^2$
 $A_s (-) \text{ necesario} = 12.03 \text{ cm}^2$

Por lo tanto como refuerzo superior corrido se colocará $2\Phi 3/4"$ más $3\Phi 3/4"$ como bastones adicionales ($A_s=14.2 \text{ cm}^2$)

- Diseño por cortante

La cortante última producto del análisis V_u debe ser tomada a una distancia "d" (peralte efectivo) de la cara. Se verificará si el concreto es capaz de resistir la fuerza cortante V_u , en caso contrario se colocaran estribos para resistir dicha fuerza.

Se tiene:

$$V_u = 13.7 \text{ ton.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 10.57 \text{ ton}$$

$\phi V_c < V_u$, por lo tanto será necesario usar estribos.

La separación de estribos teórica "S" se halla mediante las siguientes expresiones:

- $V_u = \phi (V_c + V_s)$
- $S = (A_v \cdot f_y \cdot d) / V_s$

En este caso al usar estribos de $\Phi 3/8"$ ($A_v=1.42 \text{ cm}^2$) el valor de $S=87 \text{ cm}$ el cual es un valor alto.

Se decidió usar un espaciamiento de estribos típico para las vigas de modo que quede confinado con un menor espaciamiento en las vecindades de los apoyos. La distribución es la siguiente:

1 estribo $\Phi 3/8"$: $1@.05$, $10@.125$, $\text{resto}@.25$ en cada extremo

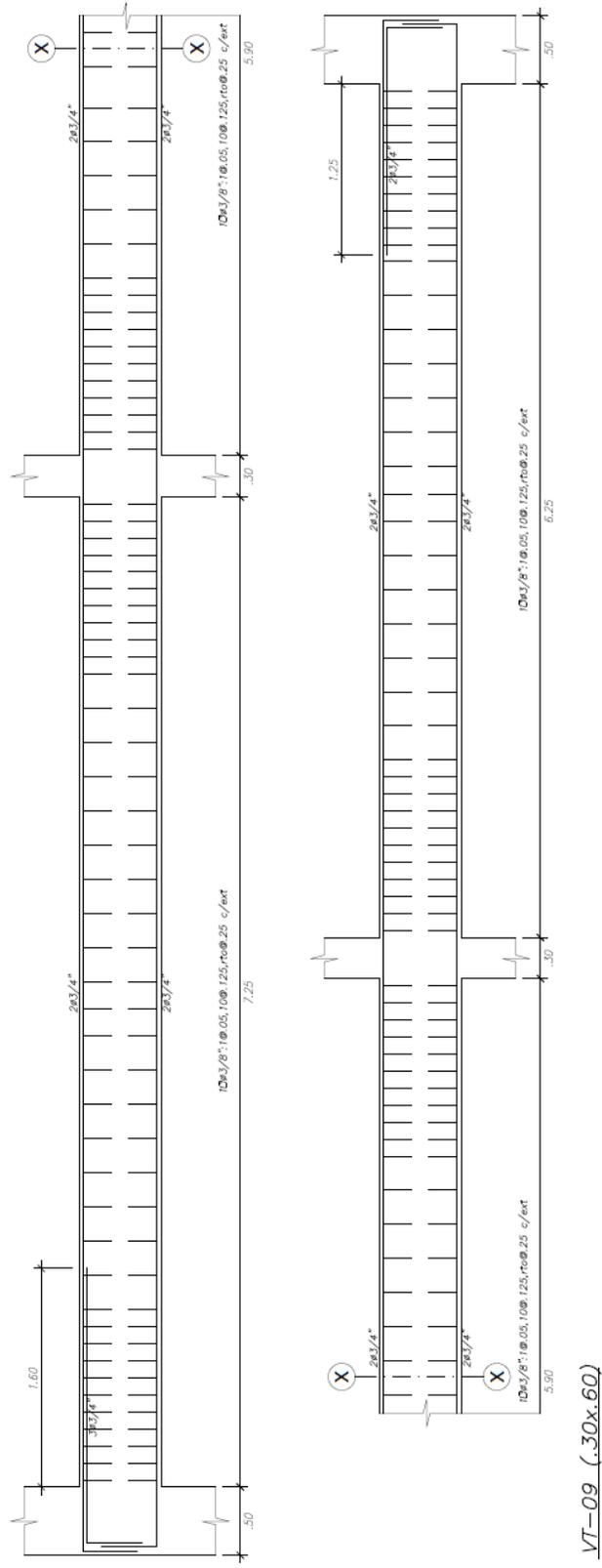


Figura 15: Diseño final de VT-09

5.2. Diseño de columnas

5.2.1. Introducción

Las columnas son elementos verticales las cuales reciben los esfuerzos que las vigas, losas o ambas le transmiten, las solicitaciones de nuestra estructura están sometidas tanto a compresión como a flexión por lo que se diseñará cumpliendo las condiciones mínimas de la norma de concreto armado NTE E.060.

5.2.2. Diseño por Flexo-Compresión

La sección, al estar sometida a esfuerzos de flexocompresión, permite encontrar diversos pares de valores de momento y carga axial según la posición del eje neutro tal que al unir estos valores nos genera una curva de resistencias nominales M_n vs P_n , esta curva recibe el nombre de diagrama de interacción. Para la verificación de las solicitaciones se trabaja con la curva de resistencias nominales reducidas, es decir ΦM_n vs ΦP_n , donde Φ tiene un valor que depende de las solicitaciones en la columna:

$$\phi = 0.9, \text{ si } P_u \leq 0$$

$$\phi = 0.7, \text{ si } P_u \geq 0.1 \times F_c \times A_g$$

Los valores intermedios serán interpolados linealmente

La cuantía mínima para las columnas es de 1% y un máximo de 6%, sin embargo para fines de evitar el congestionamiento del refuerzo en los nudos se recomienda tener cuantías de hasta 3%, en caso se exceda el valor de 4% será necesario indicar el detalle de armado en la unión viga columna (NTE E.060, 2009).

5.2.3. Diseño por cortante

El diseño por fuerza cortante en columnas es similar al de las vigas, teniendo como hipótesis principal:

$$V_u < \phi(V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g}\right)$$

La fuerza cortante V_u se determina a partir de los momentos nominales que provienen de la capacidad de la columna por flexión.

La norma NTE E.060 indica las recomendaciones para la distribución de los estribos:

- La longitud mínima “ L_o ” hasta donde se deben colocar los estribos, en ambos extremos de la columna es el menor de los siguientes valores:
 - ✓ $L_n/6$
 - ✓ Máxima dimensión de la columna.
 - ✓ 45 cm

- El espaciamiento de los estribos no será mayor que.
 - ✓ 10 cm
 - ✓ La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.

- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento “ L_o ” no debe ser mayor que el siguiente valor:
 - ✓ 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - ✓ La menor dimensión del elemento
 - ✓ 30 cm

5.2.4. Ejemplo de diseño de una columna

5.2.4.1. Diseño por flexo compresión

Se diseñará la columna C4 ubicada en la intersección de los ejes B y 2, las dimensiones de esta columna son .30x.80m con una resistencia característica del concreto de $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$. El sistema estructural es de muros de concreto armado, estas tomaran la mayor parte de las fuerzas sísmicas.

Se tomaran las cargas correspondientes al nivel del primer piso, que es donde se presentan las mayores compresiones por cargas de gravedad:

Tabla 14: Cargas de Columna C4 a nivel de primer piso

Story	Load	P (ton)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)
STORY1	DEAD	-176.65	-0.02	-2.51
STORY1	LIVE	-76.82	-0.01	-1.95
STORY1	SISMOX	5.43	0.07	1.67
STORY1	SISMOY	0.62	0.88	0.31

Mayorando las cargas se obtienen las siguientes combinaciones:

Tabla 15: Valores de Pu y Mu para Sismo en X-X

Combinación	P	M
	Ton	Ton-m
1.4CM + 1.7CV	377.90	-6.82
1.25(CM+CV) + CSX	322.81	7.24
1.25(CM+CV) - CSX	310.87	3.90
0.9CM + CSX	164.96	0.59
0.9CM - CSX	153.02	3.92

Tabla 16: Valores de Pu y Mu para Sismo en Y-Y

Combinación	P	M
	Ton	Ton-m
1.4CM + 1.7CV	377.90	-0.05
1.25(CM+CV) + CSY	317.50	0.92
1.25(CM+CV) - CSY	316.18	-0.83
0.9CM + CSY	159.65	-0.86
0.9CM - CSY	158.33	0.90

Se observa que los mayores momentos se obtienen cuando el sismo actúa en la dirección X-X. Para desarrollar el diagrama de interacción de la columna se plantea inicialmente la distribución de acero planteada en la tesis referencial el cual consiste en $6\Phi 1'' + 8\Phi 3/4''$ (Moyano, 2016), lo que significa un área de acero $A_s = 53.32 \text{ cm}^2$ y una cuantía de 2.22% el cual es mayor que la cuantía mínima de 1%.

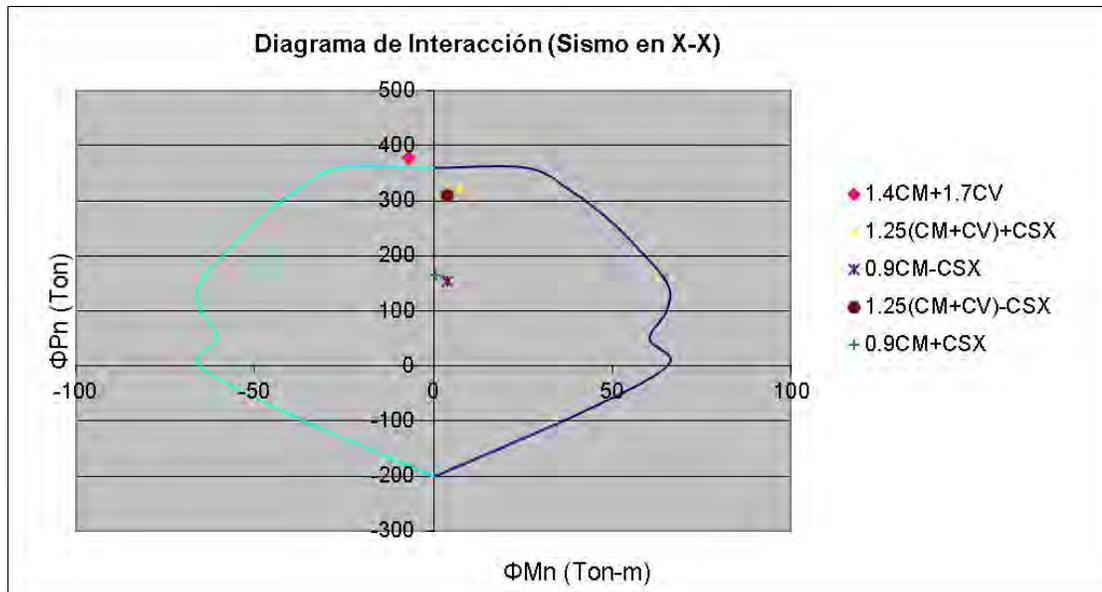


Figura 16: Diagrama de interacción de columna C4 debido al sismo en X-X – Refuerzo 1

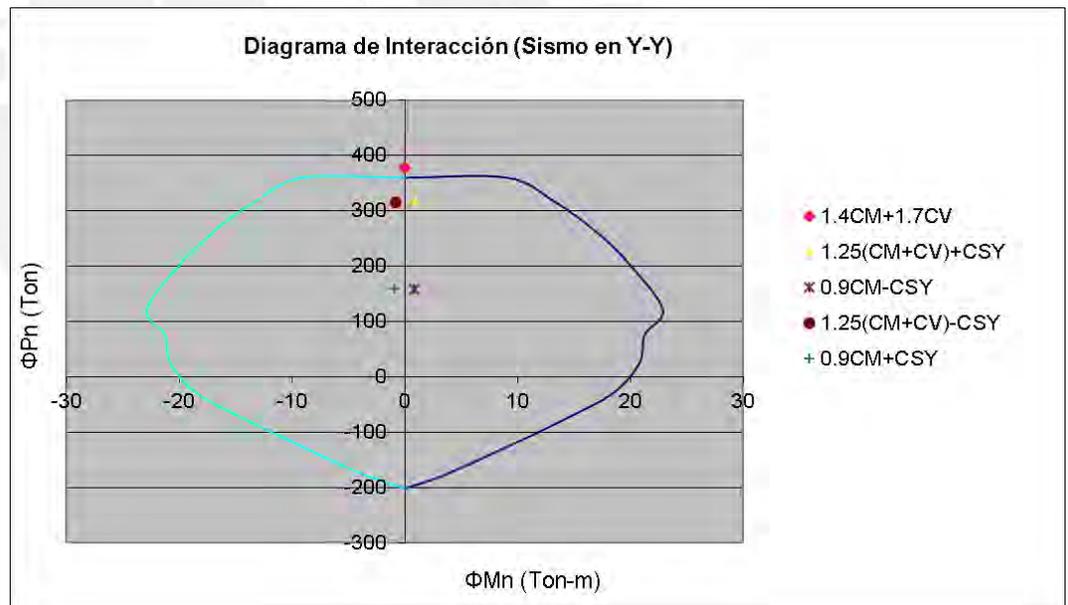


Figura 17: Diagrama de interacción de columna C4 debido al sismo en Y-Y – Refuerzo 1

En las figuras 16 y 17 se observa que un punto, correspondiente a la combinación de 1.4CM+1.7CV, cae fuera del diagrama de interacción; además, se observa que las fuerzas axiales predominan por lo que para aumentar la capacidad de la columna se puede aumentar la cuantía o aumentar la resistencia del concreto (f'_c).

En nuestro caso aumentaremos la cuantía, para eso colocaremos una distribución de barras longitudinales de $14\Phi 1''$, lo que significa un área de acero de $A_s=71.4 \text{ cm}^2$ y una cuantía de $\rho=2.97\%$.

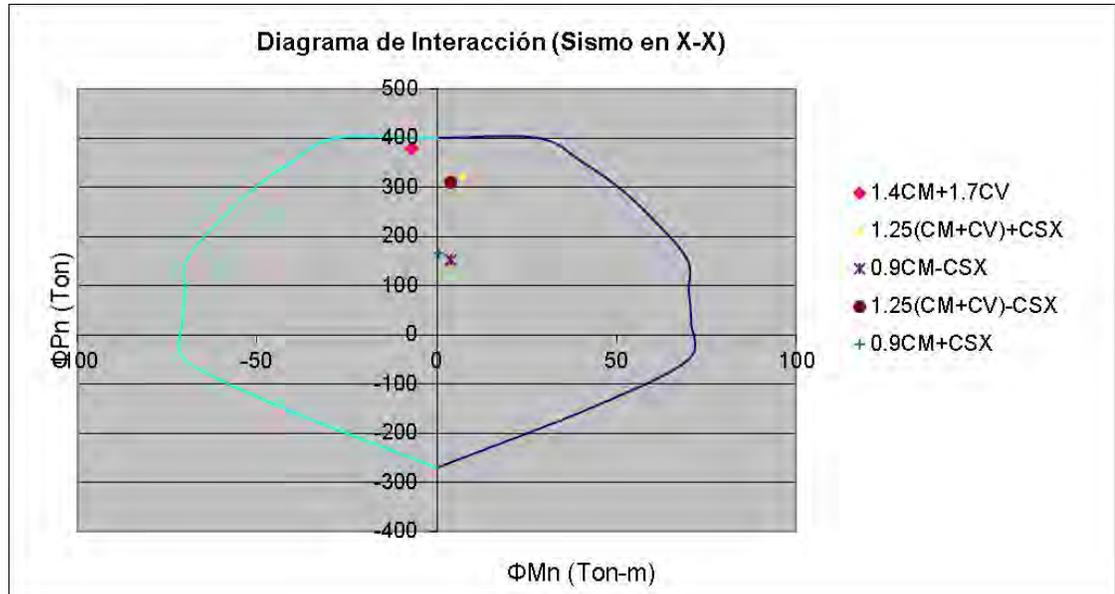


Figura 18: Diagrama de interacción de columna C4 debido al sismo en X-X – Refuerzo 2 (Definitivo)

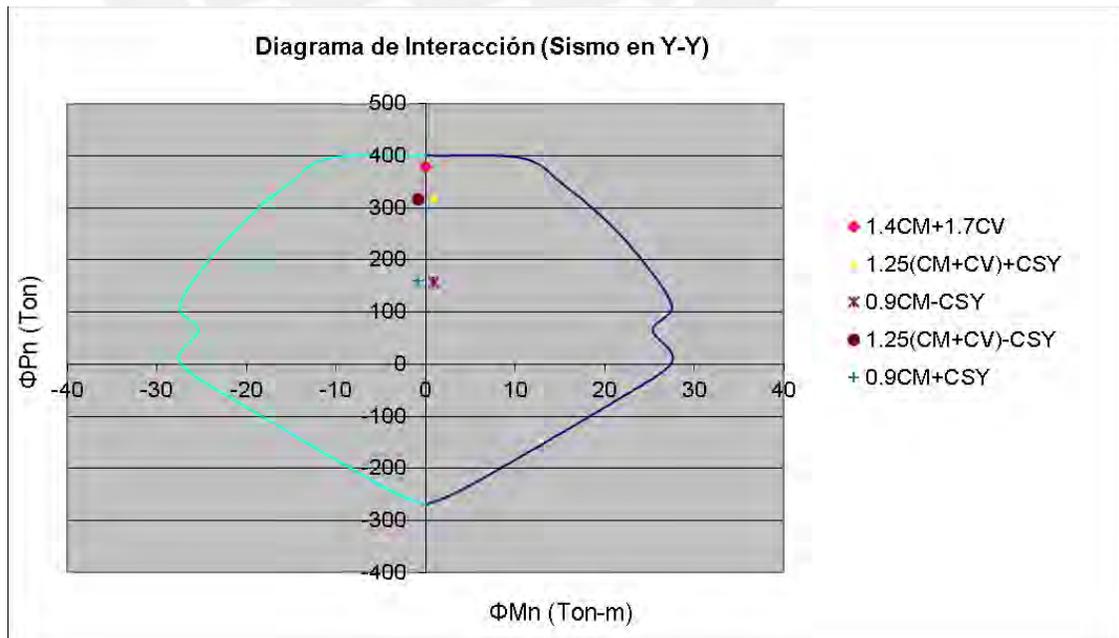


Figura 19: Diagrama de interacción de columna C4 debido al sismo en Y-Y – Refuerzo 2 (Definitivo)

En las figuras 18 y 19 todos los puntos de las combinaciones de cargas caen dentro del diagrama de interacción, lo que indica que este diseño de la columna por flexo compresión es el adecuado.

5.2.4.2. Diseño por cortante

La fuerza cortante ultima se obtiene a partir de las resistencias nominales a flexión, utilizaremos el momento nominal (M_n) más alto de los encontrados en las combinaciones de carga $M_n=86$ ton-m. La altura libre es de 2.60 m.

$$V_u = \frac{86 + 86}{2.6} = 66 \text{ ton}$$

La cortante resistida por el concreto se calcula mediante:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right)$$

Siendo:

$$N_u = 378 \text{ 000 kg}$$

$$A_g = 240 \text{ cm}^2$$

Se tiene:

$$\phi V_c = 177 \text{ ton}$$

Por lo tanto se tiene que el concreto es capaz de soportar las solicitaciones por cortante ($\phi V_c > V_u$), por lo que se colocara estribos cumpliendo los requerimientos mínimos de la siguiente manera:

3 estribos $\phi 3/8"$: 1@.05, 8@.10, Resto@.25 en cada extremo.

El diseño de la columna se muestra en el siguiente gráfico:

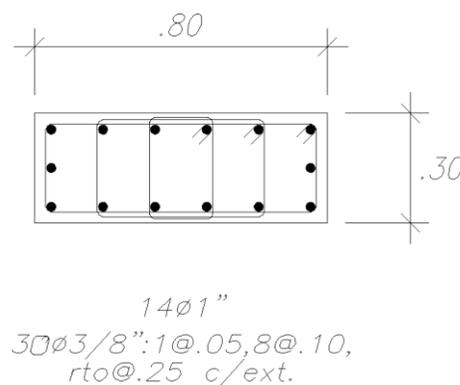


Figura 20: Refuerzo de columna C4 desde el primer al segundo piso

Para los pisos superiores se puede disminuir la cuantía debido a que la carga axial disminuye, siempre respetando la cuantía mínima ($\rho=1\%$).

5.3. Diseño de placas

5.3.1. Introducción

Las placas son elementos que tienen la característica de absorber una gran cantidad de fuerza cortante, además los momentos flectores son significativos sobre todo en los primeros pisos. De acuerdo el diseño consiste en darle resistencia frente a sollicitaciones de cortante y flexo compresión.

5.3.2. Diseño por Flexo-Compresión

El diseño por flexo compresión de las placas se hará bajo los lineamientos de la norma NTE E.060, similar a la verificación para columnas, se realiza el diagrama de interacción para analizar la relación entre carga axial y momento flector.

En las placas que tienen alas, el ancho efectivo del ala tanto en compresión como en tracción, debe extenderse desde la cara del alma una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 10% de la altura del muro (NTE E.060, 2009)

- Elementos de borde en muros estructurales de concreto armado
Según la norma técnica E.060 los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq l_m/600(du/h_m)$$

Donde:

l_m	:	longitud del muro
du	:	desplazamiento inelástico en el piso más alto
c	:	profundidad del eje neutro
h_m	:	altura total del muro

Si en el cálculo resulta que no se necesita elementos de borde, se recomienda colocarlos debido a que mejoran el comportamiento de la estructura ante un gran sismo.

Según la norma técnica E.060 los elementos de borde deben tener una longitud igual al mayor a $c/2$ o $c-10\%l_m$.

Los estribos de confinamiento, según la norma técnica E.060, son como mínimo de 8mm para barras de hasta 5/8, de 3/8 para barras de hasta 1" y de 1/2" para barras mayores. El espaciamiento de los estribos está dado por el menor de los siguientes valores.

- 25cm
- La menor dimensión del elemento de borde.
- 10 veces el diámetro de barra más pequeño.

5.3.3. Diseño por Cortante

Según la norma técnica E.060 la fuerza cortante de diseño se calcula con la siguiente expresión:

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

Donde Vua y Mua son el cortante y el momento amplificados provenientes del análisis y el momento Mn es el momento nominal resistente al muro. La cortante Vu es para los muros con altura menor a Lo, Mu/4Vu o los dos primeros pisos, lo que sea mayor; para el resto de pisos Vu=Vua.

El refuerzo por cortante se verifica según las siguientes expresiones tomadas de la norma técnica E.060:

- $Vu > \phi Vc + \phi Vs$
- $\phi Vc = 0.85 \times Acw \times \sqrt{f'_c} \times \alpha c$, $\alpha = 0.8$ para $h/lm < 1.5$ y 0.53 para $h/lm > 2$
- $\phi Vs = 0.85 \times Acw \times \rho h \times fy$, $\rho h \geq 0.0025$
- $\rho v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h}{lm} \right) \times (\rho h - 0.0025) \geq 0.0025$ pero no mayor a ρh

5.3.4. Ejemplo de diseño de una placa

5.3.4.1. Diseño por flexo compresión

Se diseñará la placa P3, esta placa pertenece al ascensor que se colocará en el edificio. El espesor de la placa es de 30 cm, la resistencia del concreto es de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Las cargas correspondientes al nivel del primer piso, que es donde se presentan los mayores esfuerzos de compresión, flexión y cortante son las siguientes:

Tabla 17: Cargas en la placa P3 – Primer Piso

Story	Load	P (ton)	Vy (ton)	Vx (ton)	My (ton-m)	Mx (ton-m)
STORY1	DEAD	-435.65	0.80	-10.98	5.46	-138.55
STORY1	LIVE	-132.72	0.32	-5.65	2.22	-69.63
STORY1	SISMOX	18.34	6.57	19.58	152.05	67.25
STORY1	SISMOY	92.72	141.74	1.24	12.85	1751.40

Mayorando las cargas se obtienen las siguientes combinaciones:

Tabla 18: Valores de Pu y Mu para Sismo en X-X

Combinación	P	M
	Ton	Ton-m
1.4CM + 1.7CV	835.53	11.42
1.25(CM+CV) + CSX	728.80	161.65
1.25(CM+CV) - CSX	692.12	-142.45
0.9CM + CSX	410.43	-147.13
0.9CM - CSX	373.75	156.96

Tabla 19: Valores de Pu y Mu para Sismo en Y-Y

Combinación	P	M
	Ton	Ton-m
1.4CM + 1.7CV	835.53	-312.35
1.25(CM+CV) + CSY	803.18	2011.63
1.25(CM+CV) - CSY	617.74	-1491.17
0.9CM + CSY	484.81	-1626.70
0.9CM - CSY	299.37	1876.10

Se observa que los mayores esfuerzos se obtienen cuando el sismo actúa en la dirección Y-Y, esta dirección es la más crítica; en la dirección X-X los esfuerzos son menores debido a que se cuenta con los muros laterales.

Para desarrollar el diagrama de interacción de la placa se plantea inicialmente la distribución de acero planteada en la tesis referencial el cual consiste en dos núcleos confinados en forma de "L" en el alma, superior e inferior, de 12 Φ 1" y en las alas se colocó 8 Φ 3/4", el acero distribuido vertical fue ϕ 1/2"@.30 y el acero distribuido horizontal ϕ 1/2"@.20 (Moyano, 2016).

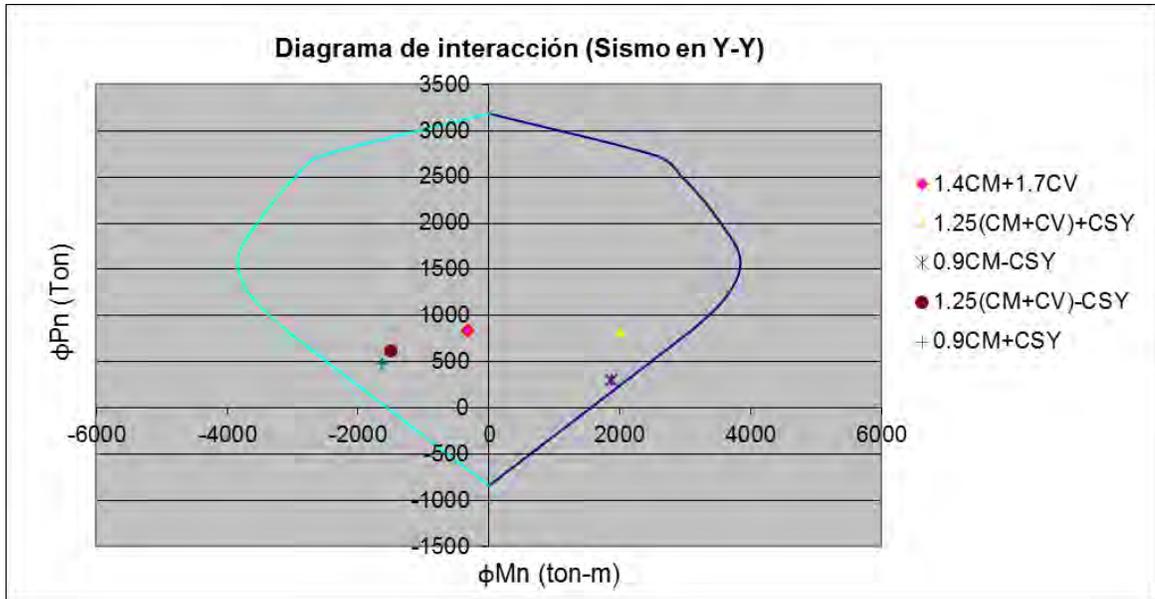


Figura 21: Diagrama de interacción de placa P3 debido al sismo en Y-Y

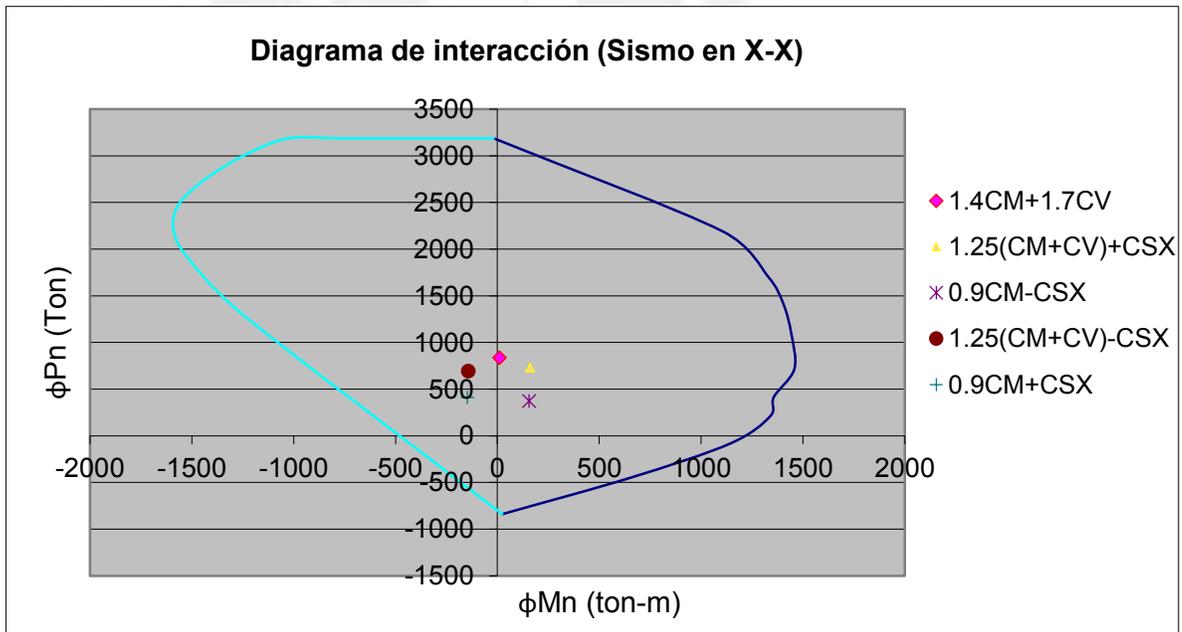


Figura 22: Diagrama de interacción de placa P3 debido al sismo en X-X

Todos los puntos de las combinaciones de cargas caen dentro del diagrama de interacción, lo que indica que el diseño de la placa por flexo compresión es adecuado.

5.3.4.2. Diseño por cortante

Para el diseño por corte se tomará en principio la distribución de acero planteada en la tesis referencial el cual consiste en una distribución de acero vertical $2\phi 1/2@.30$ y una distribución de acero horizontal $2\phi 1/2@.20$ (Moyano, 2016).

- La resistencia del concreto a la fuerza cortante es la siguiente:
$$\phi V_c = 0.85 \times .53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$
$$= 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times (0.8 \times 450) = 71 \text{ ton.}$$

- Para el primer piso tenemos los siguientes valores:

$$\begin{aligned} V_{ua} &= 143 \text{ ton} && \text{(Cortante actuante)} \\ M_{ua} &= 2012 \text{ ton} && \text{(Momento actuante)} \\ M_n &= 3500 \text{ ton} && \text{(Momento nominal)} \\ M_n/M_{ua} &= 1.74 \end{aligned}$$

Con estos valores se obtiene el cortante de diseño $V_u = 249$ ton.

Se observa que V_u excede la resistencia al corte ϕV_c , entonces se deberá proveer refuerzo por corte V_s el cual consiste en $2\phi 1/2@.20$:

$$\begin{aligned} \phi V_s &= 0.85 \times (N \times A_s \times f_y \times d)/S \\ &= 0.85 \times (2 \times 1.27 \times 4200 \times 360)/20 = 163 \text{ ton} \end{aligned}$$

Se obtiene que $\phi V_c + \phi V_s = 234$ ton, el cual sigue siendo menor que V_u .

Se opta por disminuir el espaciamiento a 12.5cm con lo cual se obtiene un $\phi V_s = 261$ ton, con esto se obtiene que:

$$\phi V_c + \phi V_s = 332 \text{ ton} > V_u$$

En este caso la verificación se hará hasta una altura igual al mayor de los siguientes valores:

$$\begin{aligned} M_{ua}/(4V_{ua}) &= 3.51\text{m} \\ L_m &= 4.50\text{m} \\ 2 \text{ pisos} &= 6.60\text{m (altura de verificación)} \end{aligned}$$

- Para el segundo piso tenemos los siguientes valores:

$$\begin{aligned} V_{ua} &= 139 \text{ ton} && \text{(Cortante actuante)} \\ M_{ua} &= 1521 \text{ ton} && \text{(Momento actuante)} \\ M_n &= 3500 \text{ ton} && \text{(Momento nominal)} \\ M_n/M_{ua} &= 2.3 \end{aligned}$$

Con estos valores se obtiene el cortante de diseño $V_u = 319$ ton.

Se observa que V_u excede la resistencia al corte ϕV_c , entonces se deberá proveer refuerzo por corte V_s el cual consiste en $2\phi 1/2@.125$ ($\phi V_s = 261$ ton), con esto se obtiene que:

$$\phi V_c + \phi V_s = 332 \text{ ton} > V_u$$

Por lo tanto, la distribución de acero horizontal para los dos primeros pisos será $2\phi 1/2@.125$.

El acero vertical consiste en $2\phi 1/2@.30$ (Moyano, 2016) entonces se verificará el diseño por corte fricción $V_u < \phi V_n$. La resistencia ϕV_n se obtiene mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

$$\begin{aligned} \phi &= 0.85 \\ \mu &= 0.60 \text{ (Artículo 11.7.4 de NTE E.060)} \\ N_u &= 836\,000 \text{ kg} \\ A_v &= 30.48 \text{ cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Reemplazando los valores se obtiene que $\phi V_n = 491$ ton, con lo cual se cumple que $V_u = 249$ ton $< \phi V_n$, entonces el refuerzo planteado es el correcto y se tendrá que para los dos primeros pisos la distribución de acero vertical será $2\phi 1/2@.30$.

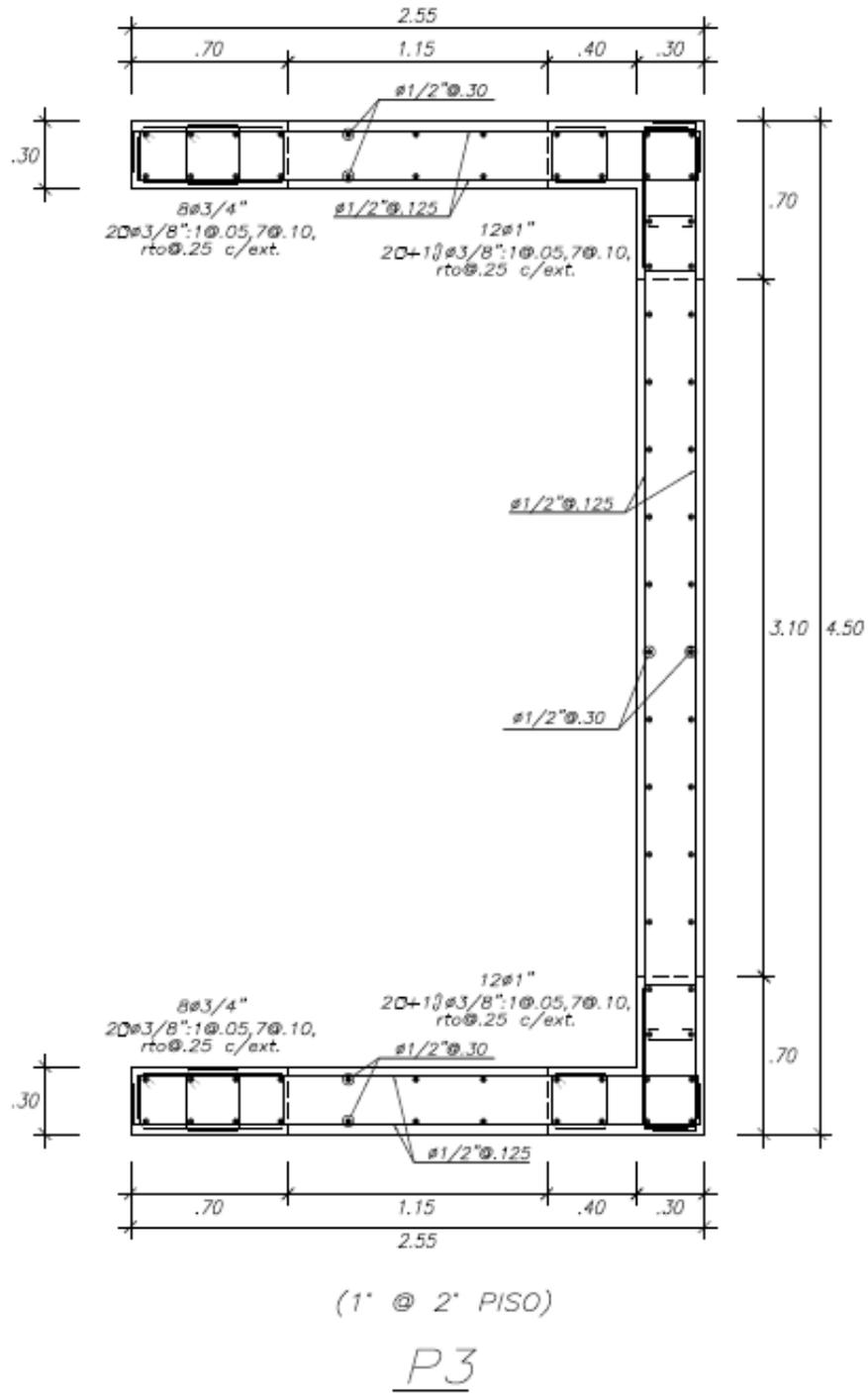


Figura 23: Diseño final de placa P3

5.4. Diseño de la cimentación

5.4.1. Introducción

El estudio de mecánica de suelos nos brinda la capacidad admisible del suelo, la profundidad de cimentación (D_f), el asentamiento diferencial máximo y recomendaciones adicionales de cimentación.

Para el diseño se siguió los lineamientos de la norma técnica de cimentaciones E.050 y de concreto armado E.060. En este caso las zapatas son superficiales, lo cual es común para este tipo de edificaciones.

- Descripción de la cimentación a diseñar
Las dimensiones de la cimentación están planteadas en la tesis que estamos tomando como referencia, tomaremos como punto de partida dichas dimensiones para comprobar si son suficientes o necesitan cambios para que cumplan con los requerimientos de diseño.

5.4.2. Ejemplo de diseño de cimentaciones

Se diseñará la zapata lateral Z-01, esta zapata tiene la característica de estar en el límite de propiedad por lo que las cargas de gravedad y momentos sísmicos aplicadas sobre la cimentación generarán esfuerzos considerables.

Para contrarrestar los efectos de las grandes excentricidades en este tipo de cimentaciones es usual colocar vigas de cimentación que restrinjan el giro de la zapata y resistan el momento generado.

Para diseñar la cimentación se hará uso del software Safe 2014, en el cual se modelará la cimentación para verificar los esfuerzos admisibles y obtener los esfuerzos para el diseño por flexión.

Los datos que se tienen son los siguientes:

- Capacidad admisible: 40 ton/m²
- Módulo de Balasto: 20 kg/cm³
- Capacidad admisible para sismo: 52 ton/m², este valor se obtiene amplificando en un 30% la capacidad admisible del suelo según lo indica el artículo 15.2.4 de la NTE E060.
- Peralte de zapatas laterales: $h=1.00\text{m}$
- Peralte de zapata de combinada: $h=1.00\text{m}$
- Peralte de zapatas aisladas centrales: $h=0.60\text{m}$

Después de haber planteado la cimentación original, basada en las dimensiones de la tesis referencial, comprobamos que se necesitó aumentar las dimensiones de las zapatas, el modelo planteado trabaja en conjunto, se distribuyen los esfuerzos a lo largo de las cimentaciones corridas y a través de las vigas de cimentación.

Las dimensiones finales de la cimentación después de verificar las presiones admisibles es la siguiente:

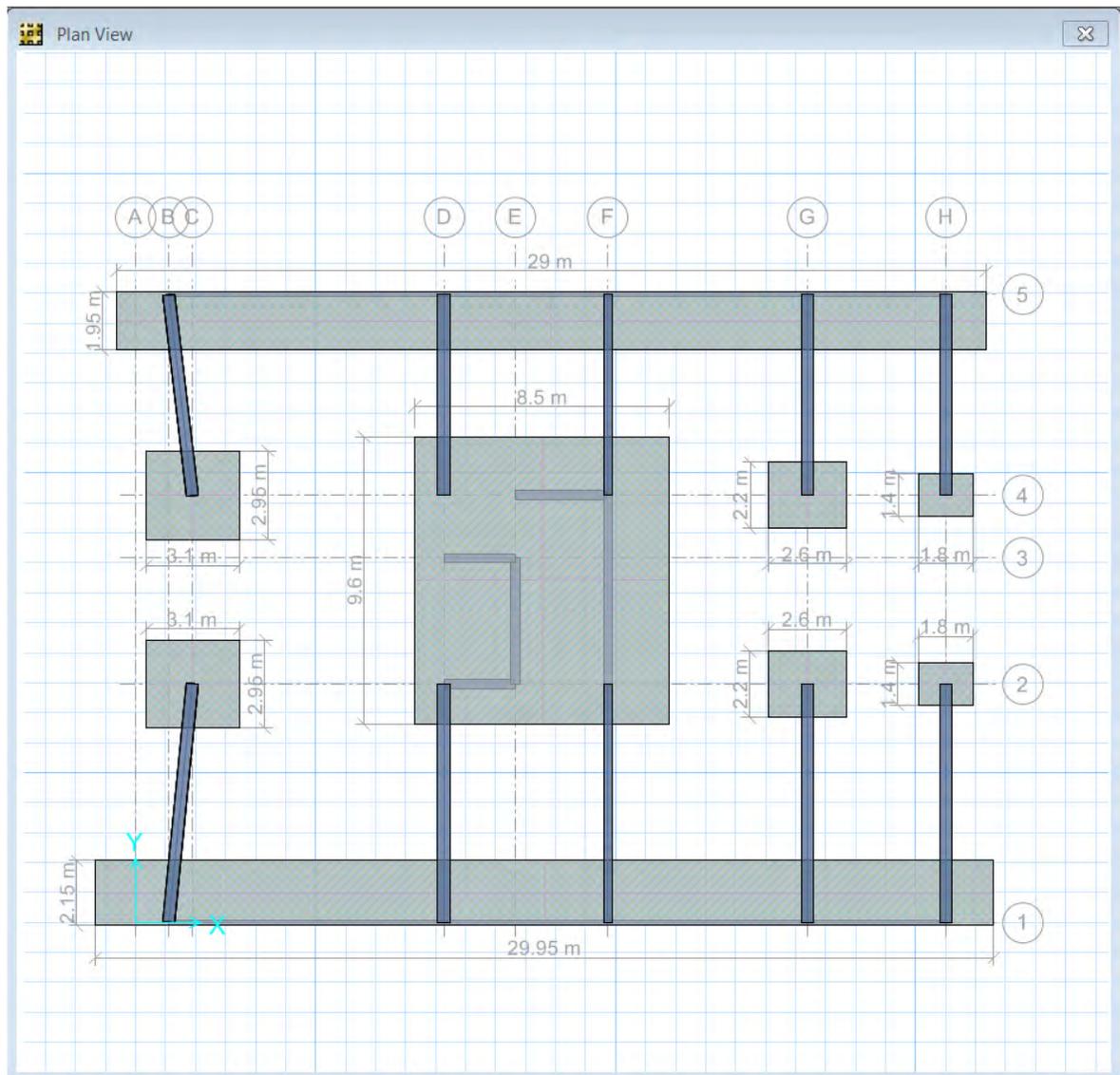


Figura 24: Dimensiones de la cimentación final (Safe, 2014)

5.4.2.1. Verificación por cargas de gravedad

La verificación de la cimentación por cargas de gravedad se realiza con los esfuerzos debido a carga muerta (CM) más viva (CV) en servicio (sin amplificar).

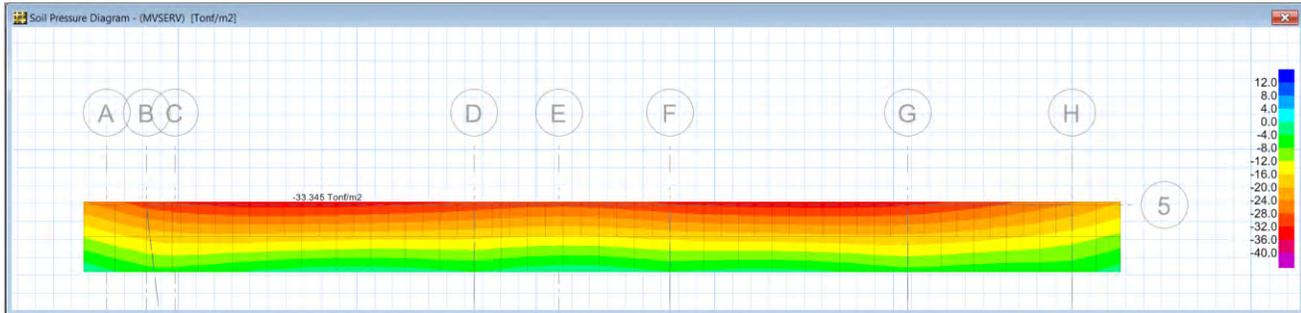


Figura 25: Esfuerzos máximos debido a cargas CM+CV en servicio (Safe, 2014)

Como se observa en la Figura 25 se tiene como esfuerzo máximo en la cimentación $\sigma=33.34 \text{ ton/m}^2$ el cual es menor al esfuerzo admisible $\sigma=40.00 \text{ ton/m}^2$.

5.4.2.2. Verificación por cargas sísmicas

Se muestra la verificación por cargas viva y muerta en servicio más las cargas sísmicas, también en servicio, en la dirección en la dirección X-X la cual es la más crítica.

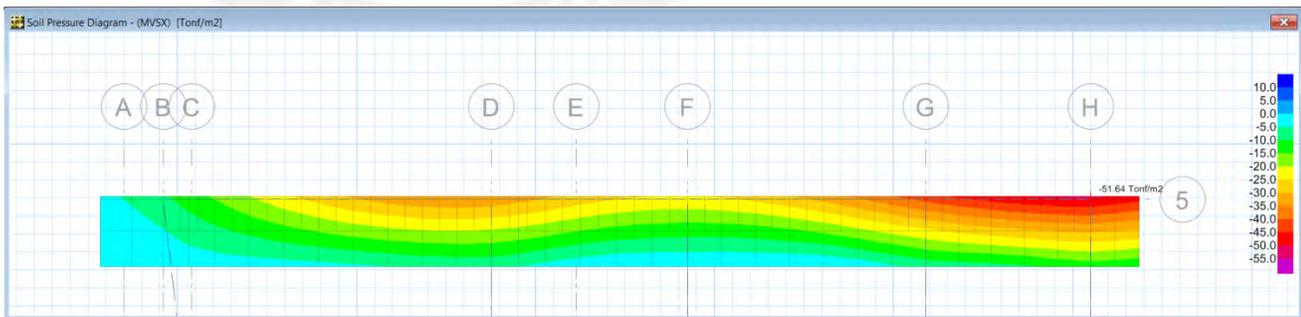


Figura 26: Esfuerzos máximos debido a cargas CM+CV+CSX en servicio (Safe, 2014)

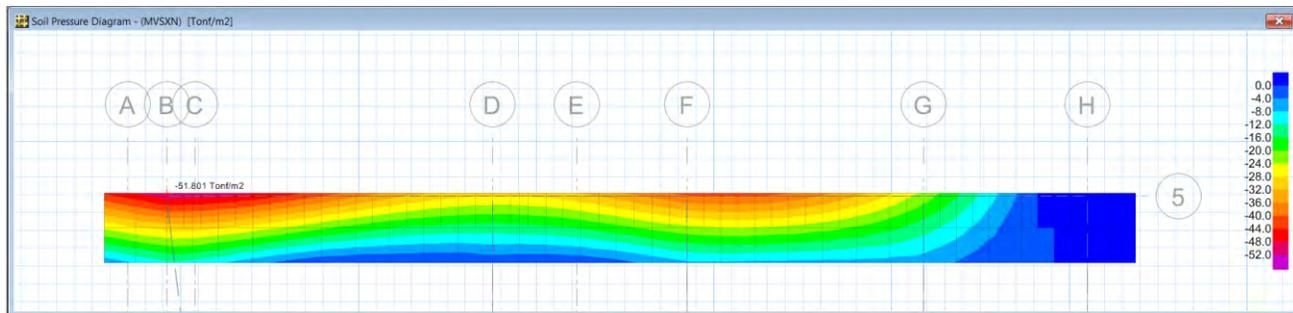


Figura 27: Esfuerzos máximos debido a cargas CM+CV-CSX en servicio (Safe, 2014)

Como se observa en la Figura 26 se tiene como esfuerzo máximo en la cimentación el valor de $\sigma=51.64 \text{ ton/m}^2$ para la combinación de carga muerta más viva más sismo (dirección X positiva), y en la Figura 27 el valor de $\sigma=51.80 \text{ ton/m}^2$ para la combinación de carga muerta más viva menos sismo (dirección X negativa) los cuales son menores al esfuerzo admisible por sismo de $\sigma=52.00 \text{ ton/m}^2$.

5.4.2.3. Diseño por Cortante

El diseño de la zapata se realizó garantizando que la fuerza cortante última (V_u) a una distancia d de la cara de la placa sea menor que la resistencia a corte (ϕV_c) proporcionado por el concreto.

La resistencia al corte del concreto es el valor siguiente:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ \phi V_c &= 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 100 = 63.74 \text{ ton} \end{aligned}$$

- En el volado de la dirección Y-Y
La fuerza cortante última se obtiene mediante la aplicación de la mayor presión de las combinaciones a la zapata, este valor se obtiene con las cargas amplificadas y con la combinación de carga muerta más viva más sismo en la dirección Y-Y (CM+CV+CSY), el valor máximo medido a “ d ” de la cara es: $\sigma = 28.90 \text{ ton/m}^2$.

El valor de V_u sería el siguiente:

$$V_u = 28.90 \times (1.78 - 0.90) = 25.43 \text{ ton}$$

Se cumple que $V_u < \phi V_c$, por lo tanto el peralte de la zapata propuesto de 1.00 m, es correcto.

5.4.2.4. Diseño por Flexión

Se obtuvieron las cargas de diseño Mu en el modelo a partir de las combinaciones para el diseño de elementos sometidos a flexión.

Se colocó acero por la cuantía mínima del acero por temperatura de $0.0012bh$ para el acero inferior y $0.0006bh$ para el acero superior lo cual nos da un total de $0.0018bh$, donde para un peralte de 100 cm el acero colocado fue de $\Phi 3/4@.20m$ en la parte inferior y de $\Phi 5/8@.20m$ en la parte superior, luego se comprobó si requiere bastones adicionales. En zapatas combinadas se generan esfuerzos de flexión en la zona superior e inferior, por lo general los esfuerzos en la zona superior son menores.

El programa SAFE 2014 permite poder calcular la cantidad de acero requerido para el diseño en concreto armado, considerando las cargas de diseño y propiedades mecánicas de los elementos. Para poder calcular los bastones adicionales al mínimo colocado, en cada dirección se indica que se contará al inicio con la malla de acero típica mencionada en el párrafo anterior.

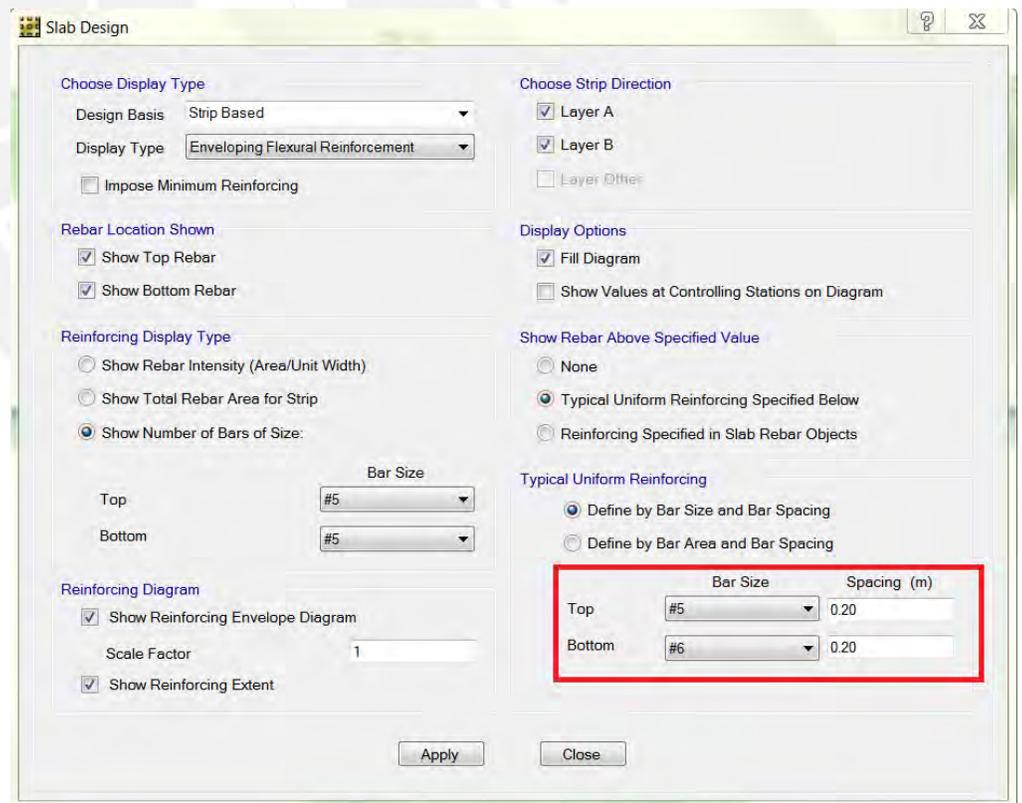


Figura 28. Distribución de refuerzo mínima en la zapata (Safe, 2014)

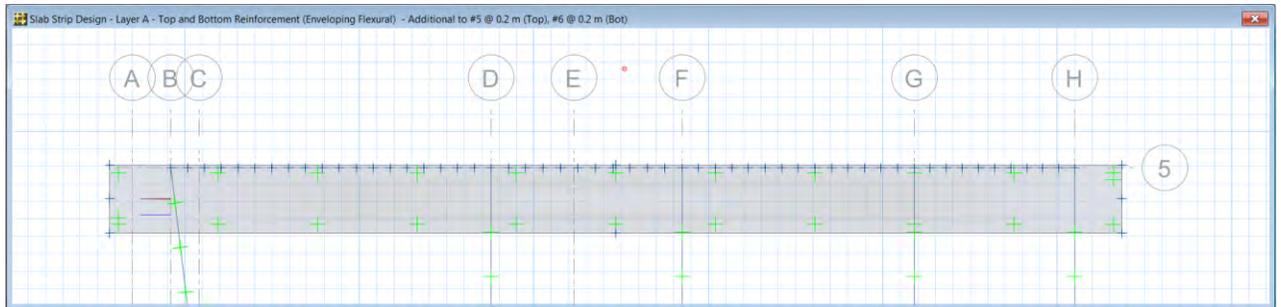


Figura 29: Bastones adicionales en la dirección X-X (Safe, 2014)

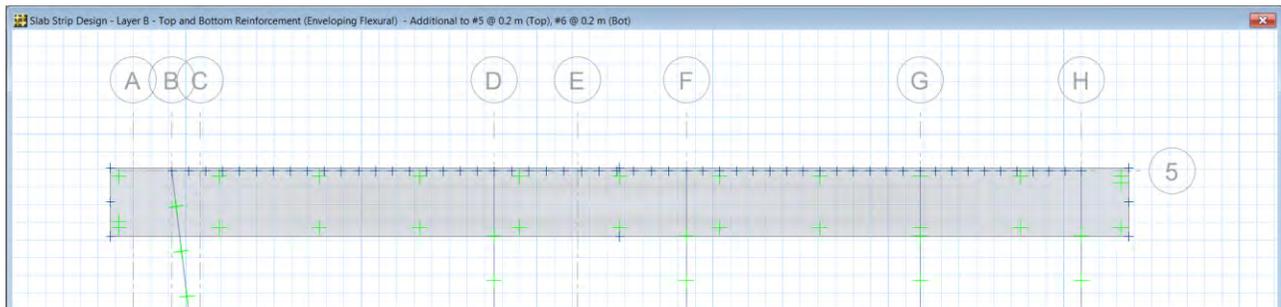


Figura 30: Bastones adicionales en la dirección Y-Y (Safe, 2014)

En las Figuras 29 y 30 se muestran en color rojo si necesitan bastones adicionales, en la dirección X-X indicaría que se requiere bastones en la parte del volado perpendicular al eje B, sin embargo la cantidad de bastones es mínima por lo que se desprecia.

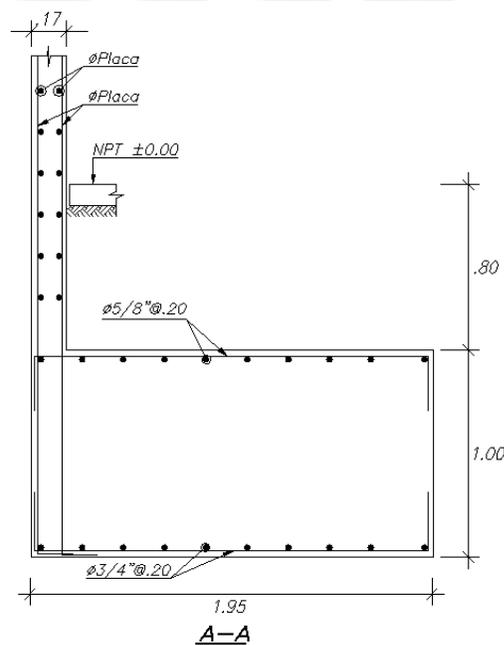


Figura 31: Diseño final de zapata lateral

CAPÍTULO 6: COMPARACION ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

La estructura del edificio que se está estudiando fue analizada y diseñada con una norma sismorresistente NTE E.030 que estuvo vigente hasta enero del año 2016, a partir del cual empezó a regir la nueva norma con una serie de modificaciones entre ellos los parámetros sísmicos, estos nuevos parámetros fueron presentados en el capítulo 4 de la presente tesis.

En este capítulo se realizará la comparación de los parámetros sísmicos, derivas, cortante basal y fuerzas internas en los elementos estructurales, entre el edificio que fue analizado con la norma sismorresistente antigua y la vigente. El análisis del edificio con la norma sismorresistente antigua (NTE E.030 - 2003) fue desarrollada en la tesis "Diseño de un edificio de oficinas en Miraflores" (Moyano, 2016) la cual fue tomada como tesis referencial para ser analizada con la norma sismorresistente vigente (NTE E.030 – 2016), los resultados del diseño se encuentran en el capítulo 5 de la presente tesis.

6.1. Comparación de parámetros sísmicos

La norma sismorresistente vigente propone modificaciones con respecto a los parámetros sísmicos, ante estos cambios el espectro de diseño también varía y se propone estudiar cuanto es la variación en este tipo de edificaciones.

Según las características de la edificación analizada se presenta un cuadro comparativo entre los parámetros sísmicos antiguos y vigentes que se emplearon:

Tabla 20: Comparación de parámetros sísmicos

Parámetros	NTE E.030	
	2003	2016
Z	0.40	0.45
S	1.00	1.00
Tp	0.40	0.40
T _L	-	2.50
Cx	2.50	2.50
Cy	1.82	1.85
U	1.00	1.00
R	6.00	6.00

En nuestra edificación, la variación más importante se da en el parámetro de zona (Z). Este parámetro es el principal responsable de la modificación del espectro de análisis, consecuentemente se producen nuevas fuerzas sísmicas,

lo que conduce a tener nuevos esfuerzos y por ende un nuevo diseño de la estructura.

La tabla 20 nos muestra la variación del parámetro de zona (Z) el cual se incrementó de 0.40 a 0.45, un 12.5% con respecto a la norma técnica E.030 del 2003. Se muestra en la figura 32 la zonificación de las dos normas, en ella se observa gráficamente la distribución espacial de las zonas en todo el mapa del Perú propuestas por la norma sismorresistente.

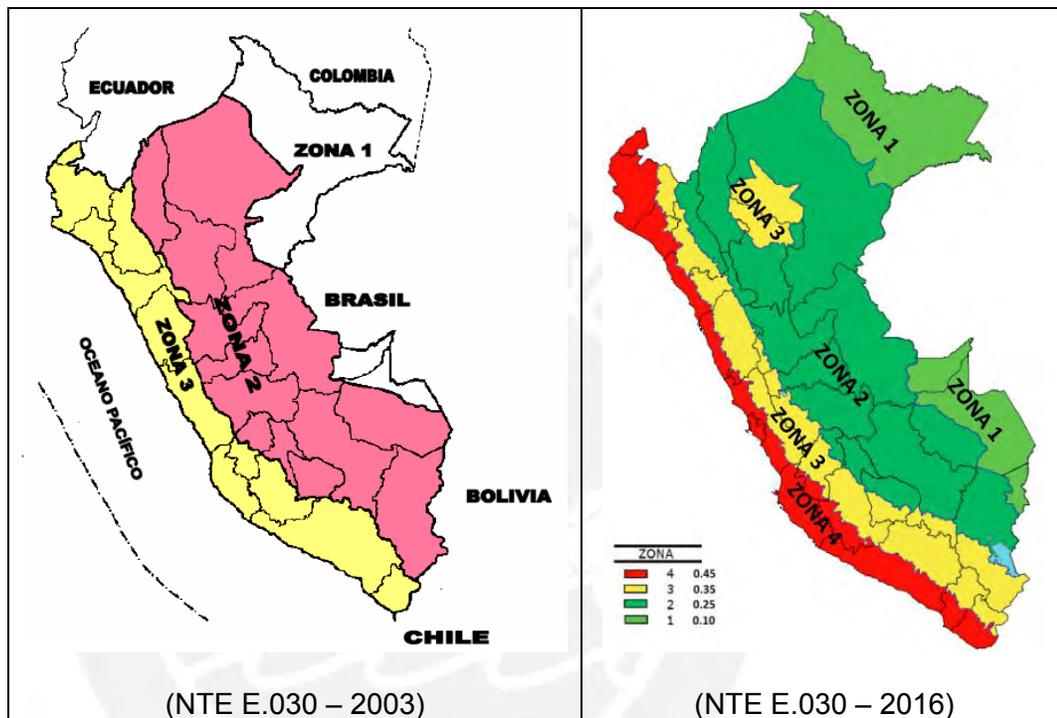


Figura 32: Zonificación del territorio nacional según la norma antigua y la vigente

El valor de TL (el cual indica el inicio para estructuras con periodos largos) no estaba definida en la norma técnica E.030 antigua; sin embargo, dada la necesidad de incorporar este parámetro debido a la demanda de edificios que se caracterizan por tener periodos largos, se planteó una expresión para cálculo de C que incluya este periodo el cual a su vez depende del perfil de suelo en el cual se esté cimentando.

El valor de C_y representa el factor de amplificación sísmica en la dirección Y-Y, según los periodos obtenidos mediante el análisis sísmico se encontró que hubo un incremento de 1.7% al ser analizado con la norma sismorresistente vigente. Este incremento es mínimo y se debe principalmente a la ligera variación del periodo de la estructura en esta dirección de análisis, lo cual se verá más adelante.

Los demás parámetros sísmicos se mantienen constantes debido a las características y el tipo de edificación que se está analizando.

6.2. Comparación de resultados del análisis sísmico

La estructura analizada presenta modificaciones en algunos parámetros sísmicos tales como el factor de zona (Z), el periodo TL y el coeficiente de amplificación sísmica en la dirección Y-Y (Cy) los cuales fueron presentados en la Tabla 22, por ello se verificará la variación que presenta en el periodo de la estructura, la cortante basal, las derivas y los desplazamientos máximos.

6.2.1. Comparación del periodo de la estructura

En la tabla 21 se muestra los valores de los periodos en ambas direcciones de análisis.

Tabla 21: Comparación de periodos

Periodo (s)	NTE E.030	
	2003	2016
Tx	0.26	0.25
Ty	0.55	0.54

Los periodos obtenidos en ambas direcciones de análisis presentan una variación mínima, esto se debe a que se trata de la misma estructura a analizar, al tener la misma masa y rigidez los periodos no deberían variar, sin embargo por la diferencia de los programas para la modelación 3D de la estructura (ETABS 9.7.4), y por criterios particulares adoptados en el modelado, se presentan estas variaciones mínimas del periodo que influyen poco o nada en los coeficientes sísmicos.

6.2.2. Comparación de la cortante basal

La cortante basal estática y dinámica analizadas con la norma técnica E.030 antigua y con la norma vigente se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 22: Comparación de cortante basal estática

Cortante Basal Estática (Ton)	NTE E.030	
	2003	2016
Vex	551	595
Vey	401	461

Tabla 23: Comparación de cortante basal dinámica

Cortante Basal Dinámica (Ton)	NTE E.030	
	2003	2016
Vx	396	431
Vy	308	347

En la tabla 22 se muestra que la cortante estática basal en la dirección X-X (V_{ex}) se incrementó en 7.9%, en la dirección Y-Y (V_{ey}) también hubo un incremento de 14.9% al ser analizados con la norma técnica E.030 actual.

En la tabla 23 se muestra que la cortante dinámica en la base de la estructura en la dirección X-X (V_x) tuvo un incremento de 8.8%, en la dirección Y-Y (V_y) hubo también un incremento de 12.6% al ser analizados con la norma sismorresistente E.030 vigente.

La variación de la cortante basal en la dirección X-X de análisis, tanto estática como dinámica, se da debido al que el factor de zona (Z) aumentó y en consecuencia la cortante se vio incrementada. En la dirección Y-Y de análisis se observa que se tuvo un mayor incremento, esto debido a que además del incremento de valor del factor de zona (Z) también se tiene una menor cantidad de muros de concreto armado, a diferencia de los muros estructurales en la dirección X-X, lo que hace que tenga menos rigidez lateral y sea susceptible de presentar mayores fuerzas sísmicas.

6.2.3. Comparación de derivas y desplazamientos

La deriva permisible para estructuras de concreto armado (0.007) se mantiene constante en la norma vigente, los valores de la deriva se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 24: Comparación de derivas

Deriva permisible	NTE E.030	
	2003	2016
Deriva XX	0.0011	0.0011
Deriva YY	0.0037	0.0038

La tabla 24 nos muestra que las derivas cumplen con lo establecido por la normativa, además en ambas direcciones de análisis las derivas no muestran una variación importante, son prácticamente iguales, esto se debe a que la estructura presenta una adecuada rigidez lo que hace que el desplazamiento de entrepiso sea similar al analizarla con ambas normas.

Los desplazamientos máximos en la estructura se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 25: Comparación de desplazamientos

Desplazamientos Máximos (cm)	NTE E.030	
	2003	2016
Desp. XX	0.56	2.10
Desp. YY	5.89	7.08

La tabla 25 nos muestra que en la dirección X-X de análisis el desplazamiento (Desp. XX) se incrementó considerablemente cuadruplicando el valor hallado con la norma antigua, en la otra dirección de análisis (Desp. YY) el valor del desplazamiento en el último piso tuvo un aumento del 20%.

Se aprecia el efecto que tiene la variación de los parámetros sísmicos en los desplazamientos máximos del edificio, estos desplazamientos inelásticos fueron calculados a partir de la multiplicación de los desplazamientos elásticos con el factor $0.75R$, el cual es el mismo para ambas normas en caso la estructura sea regular como se comprobó que lo es nuestro edificio; sin embargo, hubiera resultado que se tenga irregularidad, el factor que multiplicaría a los desplazamientos elásticos sería solo el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R), según lo establecido en el artículo 5.1 de la norma sismorresistente vigente, en este caso los desplazamientos serían aún mucho mayores que los hallados con la norma técnica E.030 antigua.

El cálculo de la junta sísmica se hizo en base a los criterios establecidos en el artículo 5.3 de la norma NTE.030 vigente, para nuestro caso el mayor valor se obtuvo con la nueva expresión que incorpora la norma, en la siguiente tabla se muestran la comparación de juntas sísmicas:

Tabla 26: Comparación junta sísmica

	NTE E.030	
	2003	2016
Expresión	$3+0.004 \cdot (h-500)$	$0.006h$
Distancia (S)	10.23	13.86
Junta (S/2)	5.5 cm	7.0 cm

En la tabla 26 se muestra que la junta tuvo un incremento del 27%, esto se debe a la variación de la expresión para el cálculo de la junta sísmica. En caso una edificación existente no cuente con la junta sísmica reglamentaria, el proyecto que colinde con esta estructura existente

deberá asumir la junta de esta estructura más la junta que le corresponde. Esta disposición más exigente se encuentra especificado en el artículo 5.3 de la norma sismorresistente vigente, a diferencia de la norma antigua en la cual aún no especificaba nada sobre este tema y se dejaba a criterio del proyectista.

6.2.4. Comparación de fuerzas internas

Los elementos estructurales resistentes a la acción de las fuerzas sísmicas tales como vigas, placas y columnas, al modificarse el espectro de análisis por la variación de los parámetros sísmicos, sufren cambios en sus fuerzas internas que pueden ser cuantificadas.

6.2.4.1. Comparación de fuerzas internas en Vigas

Las vigas, al trabajar principalmente por esfuerzos de flexión y cortante, tendrán la tendencia a variar en los momentos flectores y en las fuerzas cortantes al ser analizadas con la norma sismorresistente antigua y la vigente.

Escogeremos una viga para cada dirección de análisis, las vigas que serán analizadas son la viga típica VT-05 (.30X.70) y la viga típica VT-07 (.30X.70), estas se muestran a continuación:

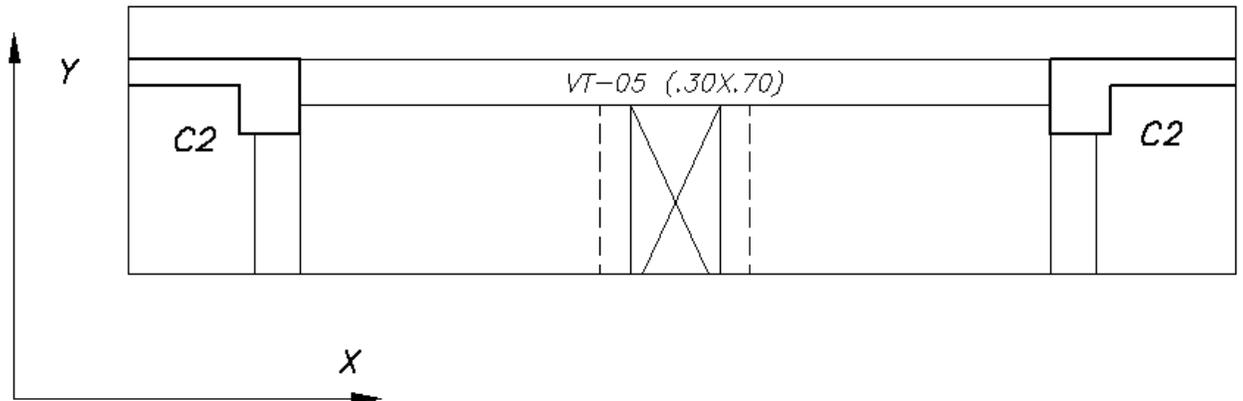


Figura 33: Viga VT-05 ubicada sobre el eje D

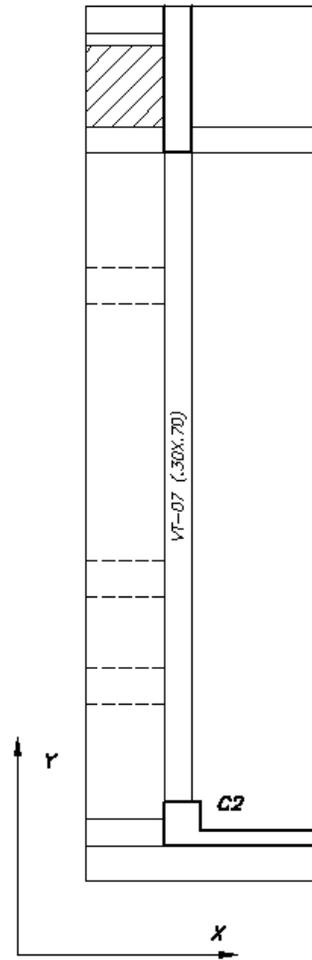


Figura 34: Viga VT-07 ubicada sobre el eje 4

Tabla 27: Comparación de fuerzas internas en viga VT-05

Fuerzas Internas	Viga VT-05	
	NTE E.030	
	2003	2016
V (ton)	4.5	5.0
M (ton-m)	11.4	12.9

Tabla 28: Comparación de fuerzas internas en viga VT-07

Fuerzas Internas	Viga VT-07	
	NTE E.030	
	2003	2016
V (ton)	3.4	3.9
M (ton-m)	13.7	15.5

Las vigas, al ser sometidas a cargas de gravedad y fuerzas sísmicas, pueden tener un comportamiento diferente donde predomine el efecto de una de estas fuerzas.

En el caso de las vigas que se encuentran paralelas a la dirección X-X predominan los esfuerzos causados por las cargas de gravedad debido a que las fuerzas sísmicas son absorbidas por las placas P1 y P2, a excepción de la viga VT-05 la cual al encontrarse entre placas le transmiten cargas sísmicas importantes.

Las vigas que se encuentran paralelas a la dirección Y-Y tienen como cargas principales a las fuerzas sísmicas ya que en comparación con la dirección X-X la densidad de placas es menor, por lo tanto los pórticos asumen una parte considerable de las fuerzas sísmicas.

En consecuencia todas las vigas tendrán una variación en sus fuerzas internas, algunas en mayor proporción que otras, al analizarse con la norma sismorresistente NTE.030 vigente debido a que se varió el espectro de análisis.

En la tabla 27, se muestra la variación del valor de la fuerza cortante (V) y el momento flector (M) que actúan sobre la viga VT-05 cuando sucede el sismo en la dirección X-X, la fuerza cortante aumenta su valor en 11.1% mientras que el momento flector también se incrementa en 13.1% al ser analizados con la norma técnica E.030 actual.

En la tabla 28, se muestra que para la viga VT-07 el valor de la fuerza cortante (V) y el momento flector (M) incrementan su valor al ser sometidos al sismo en la dirección Y-Y, en el caso de la fuerza cortante aumenta su valor en 14.7% y en el caso del momento flector también se incrementa en 13.1% al ser analizados con la norma sismorresistente vigente.

6.2.4.2. Comparación de fuerzas internas en Columnas

Las columnas, al trabajar principalmente por flexo-compresión, tendrán una variación importante en las fuerzas de compresión y momento flector; sin embargo para fines de comparación se tendrá en cuenta también la fuerza cortante.

Las columnas que servirán para ser comparadas son la C4 y la C2 (Ver planos estructurales en Anexos), las cuales se muestran en las siguientes figuras:

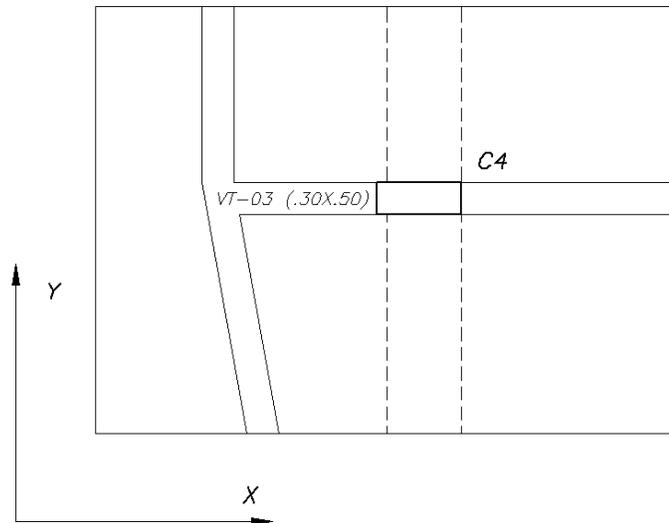


Figura 35: Columna C4 ubicada entre ejes B y 2

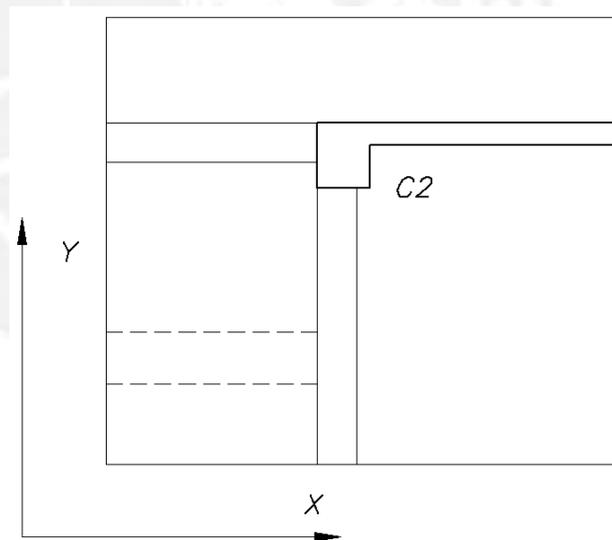


Figura 36: Columna C2 ubicada entre ejes D y 4

Tabla 29: Comparación de fuerzas internas debido a sismo en columna C4

Fuerzas Internas	Columna C4	
	NTE E.030	
	2003	2016
P (ton)	5.3	5.9
Vx (ton)	1.2	1.4
My (ton-m)	1.7	2.0

Tabla 30: Comparación de fuerzas internas debido a sismo en columna C2

Fuerzas Internas	Columna C2	
	NTE E.030	
	2003	2016
P (ton)	10.0	11.3
Vy (ton)	3.2	3.6
Mx (ton-m)	4.3	4.9

Los valores obtenidos en las tablas anteriores fueron los máximos para cada columna, en el caso de la columna C4 se analizó cuando el sismo actúa en la dirección X-X y en el caso de la columna C2 cuando el sismo actúa en la dirección Y-Y. Las fuerzas de compresión, cortante y momento flector se obtuvieron en la base de la estructura.

En la tabla 29, para la columna C4, se observa que la fuerza de compresión (P) aumentó en 11.3% al analizarse con la norma técnica E.030 vigente, la fuerza cortante (Vx) aumentó en 16.6% y el momento flector (My) aumentó en 17.6%. El incremento de las fuerzas de compresión y momento flector tuvo como consecuencia la variación de la cuantía de acero en esta columna, para los dos primeros niveles se tuvo inicialmente 6 Φ 1”+8 Φ 3/4” (Moyano, 2016), ahora se tiene 14 Φ 1” (ver planos estructurales en Anexos).

De manera similar sucede al analizarse la columna C2, con la norma sismorresistente vigente aumentan los valores. En la Tabla 30 la fuerza de compresión (P) aumenta en 13.0%, la cortante (Vy) aumenta en 12.5% y el momento flector (Mx) aumenta en 13.9%. En este caso, el incremento de las fuerzas internas no influyó para variar la cuantía de acero.

6.2.4.3. Comparación de fuerzas internas en Placas

La variación de las fuerzas internas más importantes en las placas de la estructura, son la fuerza cortante y el momento flector, estos se dan en la dirección paralela y perpendicular al sismo respectivamente.

A continuación se muestra, a manera de ejemplo, la variación de las fuerzas internas de la placa P3 y P4, los valores fueron tomados en la base de la estructura los cuales son los más importantes:

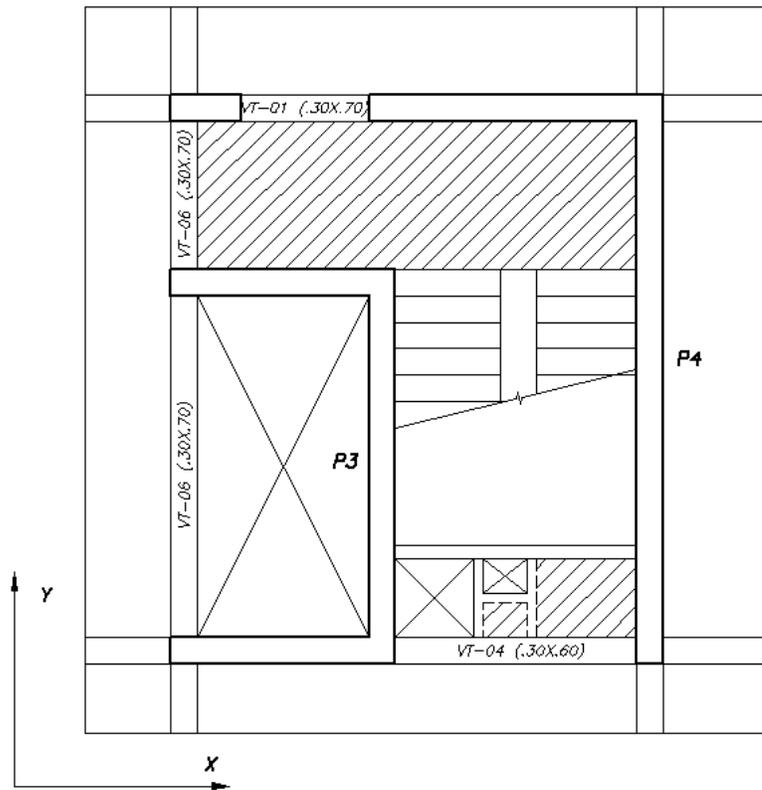


Figura 37: Placas P3 Y P4 analizadas

Tabla 31: Comparación de fuerzas internas debido a sismo en placa P3

Fuerzas Internas	Placa P3	
	NTE E.030	
	2003	2016
Vx (ton)	17.4	19.6
Vy (ton)	125.9	141.7
Mx (ton-m)	1556.2	1751.4
My (ton-m)	135.1	152.1

Tabla 32: Comparación de fuerzas internas debido a sismo en placa P4

Fuerzas Internas	Placa P4	
	NTE E.030	
	2003	2016
Vx (ton)	17.1	19.2
Vy (ton)	186.7	210.1
Mx (ton-m)	2312.5	2602.5
My (ton-m)	161.4	181.6

En la Tabla 31, para la placa P3, se aprecia que los valores de la cortante y el momento flector aumentaron al ser analizados con la norma sismorresistente E.030 vigente, en el caso de la cortante el mayor valor se produce en la dirección Y-Y (V_y) donde se tiene un incremento del 12.5%. El momento flector importante se da cuando el sismo actúa en la dirección Y-Y dando como resultado un momento flector (M_x) que aumenta su valor en 12.5% al ser analizado con la nueva norma sismorresistente E.030.

En la Tabla 32, para la placa P4, los valores más importantes se dan cuando el sismo actúa en la dirección Y-Y, la fuerza cortante en esta dirección de análisis (V_y) y el momento flector (M_x) aumentan su valor en 12.5%.

Los valores de la cortante (V_x) y el momento flector (M_y) en las placas P3 y P4, cuando el sismo actúa en la dirección X-X, son mucho menores en comparación cuando se analiza en la dirección Y-Y, esto se debe a que las placas P1 y P2 absorben la mayoría de esfuerzos en la dirección X-X. En promedio, estos valores aumentan en 12.5% al ser analizados con la norma técnica E.030 vigente.

CAPITULO 7: METRADOS Y COSTOS DE LA EDIFICACION

7.1. Definición

El metrado es el cálculo o la cuantificación por partidas que conforma la ejecución de un proyecto, constituye parte importante en la información de la obra de construcción con el cual se permitirá tener un panorama amplio en cuanto a cantidad de materiales a emplear.

El costo de cada partida que comprende la ejecución del proyecto se obtiene realizando el análisis de costos unitarios, para este análisis se considera los rendimientos, cuadrillas, precios de los materiales, equipos y herramientas de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones (RNE).

La información de metrados y costos de las partidas nos permitirá obtener un presupuesto total, luego podremos comparar el precio total de la edificación diseñada con la norma sismorresistente caducada NTE E.030 del 2003 y la edificación diseñada con la norma sismorresistente vigente.

7.2. Metrados de la edificación

Los metrados que se presentarán serán de los elementos estructurales diseñados con la norma sismorresistente vigente; el desarrollo del diseño de todos los elementos estructurales se presentan en los planos de estructuras en los anexos de la presente tesis, los cuales servirán como guía de los elementos a medir.

7.2.1. Metrado de zapatas

La forma de medición para el concreto será considerando el volumen de la zapata en metros cúbicos (m^3). El acero se medirá en kilogramos (Kg) sin considerar los arranques ni anclajes de las columnas y si la zapata está conectada con otra no se considerará el acero de la viga de cimentación.

En las tablas 33 y 34 se muestran, a manera de ejemplo, el cálculo del concreto y acero para las zapatas de la edificación:

Tabla 33: Metrado de concreto en zapatas

Partida	N° de veces	Medidas			Parcial (m³)
		Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	
Zapata P1-P2, EJE D	1.0	29.0	2.0	1.0	56.6
Zapata P1-P2, EJE A	1.0	30.0	2.2	1.0	64.4
Zapata C5	2.0	2.6	2.2	0.6	6.9
Zapata C6	2.0	1.4	1.8	0.6	3.0
Zapata C4	2.0	3.0	3.1	0.6	11.0
Zapata C3	1.0	8.5	9.6	1.0	81.6
				Total	223.4

Tabla 34: Metrado de acero en zapatas

Descripcion	Diseño del fierro	φ (Pulg.)	N° de elem. iguales	N° de piezas por elemento	Long. por pza.	Longitud por φ	
						5/8	3/4
Zapata P1-P2, EJE D	transversal inf.	3/4	1.0	145.0	2.7	0.0	393.0
	transversal sup.	5/8	1.0	145.0	2.5	364.0	0.0
	longitudinal inf.	3/4	1.0	9.8	29.8	0.0	290.2
	longitudinal sup.	5/8	1.0	9.8	29.6	288.2	0.0
Zapata P1-P2, EJE A	transversal inf.	3/4	1.0	149.8	2.9	0.0	435.8
	transversal sup.	5/8	1.0	149.8	2.7	405.8	0.0
	longitudinal inf.	3/4	1.0	10.8	30.7	0.0	330.1
	longitudinal sup.	5/8	1.0	10.8	30.5	328.0	0.0
Zapata C5	longitudinal	3/4	2.0	17.3	3.4	0.0	116.5
	transversal	3/4	2.0	14.7	3.0	0.0	86.8
Zapata C6	longitudinal	5/8	2.0	9.0	2.4	42.5	0.0
	transversal	5/8	2.0	7.0	2.0	27.4	0.0
Zapata C4	longitudinal	3/4	2.0	20.7	3.9	0.0	159.5
	transversal	3/4	2.0	19.7	3.7	0.0	145.9
Zapata C3	transversal inf.	3/4	1.0	56.7	10.4	0.0	587.1
	transversal sup.	5/8	1.0	56.7	10.2	575.7	0.0
	longitudinal inf.	3/4	1.0	64.0	9.3	0.0	592.6
	longitudinal sup.	5/8	1.0	64.0	9.1	579.8	0.0
	baston transv. Inf.	3/4	1.0	1.0	3.3	0.0	3.3
Longitud (m)						2611.5	3140.8
Peso por ml.						1.56	2.15
Sub total en Kg.						4074	6753
Total (Kg).						10827	

La tabla 33 muestra el concreto que se necesita para la cimentación de las placas P1, P2 en el cual también se encuentran las columnas C1 y C2, se muestra también el metrado del concreto para las zapatas de las columnas C4, C5, C6 y de la zapata C3 que comparte cimentación con las placas P3 y P4, el total de concreto para las zapatas es de 223 m³.

Por otro lado, en la tabla 34 se muestra el metrado del acero longitudinal y transversal de las zapatas de todas las columnas y placas descritas anteriormente, el total del acero en zapatas es de 10 827 Kg.

7.2.2. Metrado de columnas

La forma de medición del concreto para columnas es multiplicando la sección transversal (m²) con su altura (m). La altura en el primer piso será desde la cara superior de la zapata hasta el nivel del piso del siguiente nivel, y en los pisos superiores será la altura de entrepiso típica. El área de encofrado y desencofrado será el área efectiva de contacto con el concreto en metros cuadrados (m²). Para el cómputo del acero en kilogramos (Kg) se incluirá las longitudes de barras que van empotradas en todos los elementos estructurales y no estructurales.

Las tablas 35, 36 y 37 muestran, a manera de ejemplo, el cálculo del metrado de concreto, encofrado y acero para las columnas de la edificación respectivamente.

Tabla 35: Metrado de concreto en columnas

Primer Piso					
Partida	N° de veces	Medidas			Parcial (m ³)
		Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	
C1	6.0	0.3	0.5	4.4	4.0
C2	4.0	0.4	0.5	4.4	3.5
C3	1.0	0.3	0.8	4.4	1.1
C4	2.0	0.3	0.8	4.4	2.1
C5	2.0	0.3	0.7	4.4	1.8
C6	2.0	0.3	0.7	4.4	1.8
Total					14.3

Tabla 36: Metrado del encofrado en columnas

Primer Piso				
Partida	N de veces	Medidas		Parcial (m ²)
		Perimetro (m)	Alto (m)	
C1	6.0	1.6	4.2	39.8
C2	4.0	1.8	4.2	29.9
C3	1.0	2.2	4.2	9.1
C4	2.0	2.2	4.2	18.3
C5	2.0	2.0	4.2	16.6
C6	2.0	2.0	4.2	16.6
			Total	130.3

Tabla 37: Metrado de acero en columnas

Primer Piso									
Descr.	Diseño del fierro	φ (Pulg.)	N° de elem. iguales	N° de piezas por elemento	Long. por pza.	Longitud por φ			
						3/8	5/8	3/4	1
C1	vertical	5/8	6.0	8.0	5.3	0.0	255.8	0.0	0.0
	estribo	3/8	6.0	30.0	2.5	450.0	0.0	0.0	0.0
C2	vertical	5/8	4.0	10.0	5.3	0.0	213.2	0.0	0.0
	estribo	3/8	4.0	30.0	2.9	348.0	0.0	0.0	0.0
C3	vertical	5/8	1.0	12.0	6.0	0.0	72.4	0.0	0.0
	estribo	3/8	1.0	33.6	3.9	131.0	0.0	0.0	0.0
C4	vertical	1	2.0	14.0	5.3	0.0	0.0	0.0	149.2
	estribo	3/8	2.0	33.6	4.6	309.1	0.0	0.0	0.0
C5	vertical	3/4	2.0	12.0	5.3	0.0	0.0	127.9	0.0
	estribo	3/8	2.0	32.4	3.5	226.8	0.0	0.0	0.0
C6	vertical	5/8	2.0	12.0	5.3	0.0	127.9	0.0	0.0
	estribo	3/8	2.0	32.4	3.5	226.8	0.0	0.0	0.0
Longitud (m)						1691.8	669.3	127.9	149.2
Peso por ml.						0.56	1.56	2.15	4.04
Sub total en Kg.						947	1044	275	603
Total (Kg).						2869			

En la tabla 35 se muestra el metrado del concreto de todas las columnas existentes en el primer piso, el total de concreto en este nivel es de 14.3 m³; además el metrado del encofrado se muestra en la tabla 36 siendo el total de 130.3 m² y el metrado del acero es de 2869 Kg el cual se muestra en la tabla 37.

7.2.3. Metrado de Vigas

Las longitudes que se toman en la viga para el metrado son desde las caras de las columnas, en el encuentro con losas y vigas se considerará que la longitud de cada losa termina en el plano lateral o costado de la viga, la altura o peralte de la viga incluirá el espesor de la parte empotrada de la losa.

Para la medición del concreto se sumará el volumen en metros cúbicos (m^3) individual de cada elemento. Para el encofrado y desencofrado se tomará la suma de las áreas en metros cuadrados (m^2) individuales el cual se calculará hallando el área efectiva en contacto con el concreto. Para el cómputo del acero en kilogramos (Kg) se considerará también las longitudes de las varillas ancladas en los apoyos de la viga.

En las tablas 38, 39 y 40 se muestran, a manera de ejemplo, el cálculo del metrado de concreto, encofrado y acero para la viga típica VT-02 respectivamente, el cual se encuentra sobre el Eje C y va desde el primer nivel al sexto.

Tabla 38: Metrado de concreto en vigas

Piso Típico					
Partida	N° de veces	Medidas			Parcial (m^3)
		Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	
VT-02	1.0	9.9	0.3	0.6	1.8

Tabla 39: Metrado de encofrado en VT-02

Piso Típico				
Partida	N de veces	Medidas		Parcial (m^2)
		Perimetro (m)	Alto (m)	
VT-02	1.0	9.9	1.0	9.9

Tabla 40: Metrado de acero en VT-02

Piso Típico							
Descr.	Diseño del fierro	φ (Pulg.)	N° de elem. iguales	N° de piezas por elemento	Long. por pza	Longitud por φ	
						3/8	1
VT-02	longitudinal sup.	1	1.0	2.0	13.4	0.0	26.7
	baston	1	1.0	3.0	3.2	0.0	9.5
	longitudinal inf.	1	1.0	2.0	13.4	0.0	26.7
	estribos	3/8	1.0	58.0	1.8	104.4	0.0
Longitud (m)						104.4	62.9
Peso por ml.						0.56	4.04
Sub total en Kg.						58	254
Total (Kg).						313	

En la tabla 38 se muestra el metrado del concreto de la viga VT-02 existentes en los niveles del primero al sexto, el total de concreto para esta viga es de 1.8 m³; además el metrado del encofrado se muestra en la tabla 39 siendo el total de 9.9 m² y el metrado del acero es de 313 Kg mostrado en la tabla 40.

7.2.4. Resumen de metrados

A continuación se presenta el resumen de metrados del concreto, encofrado y acero:

Tabla 41: Resumen de metrados de los elementos estructurales diseñados con la norma sismorresistente vigente

	Concreto (m ³)	%	Encofrado (m ²)	%	Acero (Kg)	%
Zapatas	230.2	18.9	-	-	10826.6	8.8
Vigas de cimentación	27.8	2.3	145.8	2.5	3394.0	2.8
Placas	312.0	25.6	1323.2	22.6	25570.7	20.8
Columnas	78.9	6.5	231.0	3.9	12892.6	10.5
Losa aligerada	345.8	28.3	2963.2	50.6	42160.5	34.3
Losa maciza	21.9	1.8	91.8	1.6	1665.7	1.4
Vigas	188.1	15.4	1003.8	17.1	25095.1	20.4
Corte de Techo	2.7	0.2	27.9	0.5	594.9	0.5
Escaleras	13.3	1.1	73.4	1.3	783.9	0.6
Total	1221		5860		122984	

En la tabla 41 se muestra el metrado de todos los elementos estructurales que conforman al edificio, el mayor porcentaje de concreto, encofrado y acero se encuentran en las losas aligeradas y en las placas debido a que estos elementos predominan en la estructura, la losa conformando el diafragma rígido y las placas conformando el sistema estructural de muros resistentes a fuerzas sísmicas.

Los metrados de la estructura diseñada con la norma sismo resistente caducada, cuyos planos estructurales se encuentran en los anexos de la tesis “Diseño de un Edificio de Oficinas en Miraflores” (Moyano, 2016), se muestran en la siguiente tabla resumen:

Tabla 42 Resumen de metrados de los elementos estructurales diseñados con la norma sismorresistente del 2003

	Concreto (m ³)	%	Encofrado (m ²)	%	Acero (Kg)	%
Zapatas	139.5	12.4	-	-	8727.2	7.6
Vigas de cimentacion	24.3	2.2	135.0	2.3	3894.2	3.4
Placas	312.0	27.7	1323.2	22.6	20691.0	18.1
Columnas	78.9	7.0	231.0	3.9	11868.6	10.4
Losa aligerada	345.8	30.7	2963.2	50.7	42160.5	36.9
Losa maciza	21.9	1.9	91.8	1.6	1665.7	1.5
Vigas	188.1	16.7	1003.8	17.2	23778.0	20.8
Corte de Techo	2.7	0.2	28.0	0.5	594.9	0.5
Escaleras	13.3	1.2	73.4	1.3	783.9	0.7
Total	1126		5849		114164	

En la tabla 42 se muestra que el mayor porcentaje en el metrado de concreto y encofrado está en las placas y losas aligeradas, y el mayor porcentaje en el metrado de acero se encuentra en las losas aligeradas, vigas y placas.

7.3. Costos de las partidas

Los costos de todas las partidas de concreto armado se muestran en la siguiente tabla resumen

Tabla 43: Costo de cada partida (Revista Costos, 2017)

	Costo (S/.)		
	Concreto Premezclado f'c 210 kg/cm ²	Encofrado y Desencofrado	Acero f'y 4200 kg/cm ²
Zapatas	293.02	-	3.75
Vigas de cimentación		54.61	
Placas		56.69	
Columnas		57.68	
Losa aligerada		50.35	
Losa maciza		50.35	
Vigas		65.41	
Corte de Techo		65.41	
Escaleras		86.67	

Los montos mostrados en la tabla 43 son referenciales, fueron extraídos de la revista Costos (Edición 276, Marzo 2017) que proporciona esta información y sirve para poder realizar estimaciones aproximadas con un buen nivel de confiabilidad.

Con los precios de cada partida y el metrado correspondiente se podrá obtener el costo parcial de cada una de ellas y así poder ser comparados.

CAPITULO 8: COMPARACION DE METRADOS Y COSTOS DE LA EDIFICACION

En este capítulo se hará la comparación entre el metrado de las partidas de la estructura cuyo diseño se hizo con la norma sismorresistente anterior (NTE 030-2003), la cual se muestra en la tesis “Diseño de un Edificio de Oficinas en Miraflores” (Moyano, 2016), y entre el metrado de las partidas de la estructura cuyo diseño se realizó usando la norma sismorresistente vigente, el cual se muestra en el Capítulo 5 de la presente tesis.

Las partidas tendrán asignadas el precio que se muestra en el ítem 7.3 de la presente tesis, y para fines de comparación de costos será el mismo para las partidas cuyo diseño se hizo con la norma sismorresistente caducada y la vigente.

8.1. Comparación de metrados

La comparación de metrados se hará en las partidas de concreto, encofrado y acero los cuales fueron calculados y presentados en el ítem 7.2 de la presente tesis.

8.1.1. Comparación del metrado de concreto

Los metrados del concreto correspondientes a la estructura diseñada con la norma sismorresistente del 2003 y la vigente del 2016, además de la variación de una con respecto a la otra, se muestran en la tabla 44.

Tabla 44: Variación del concreto bajo el diseño de la estructura con la norma NTE E.030 del 2003 y del 2016

	Concreto (m ³)		
	NTE E.030 - 2003	NTE E.030 - 2016	Diferencia
Zapatas	139.5	230.2	90.8
Vigas de cimentación	24.3	27.8	3.5
Placas	312.0	312.0	0.0
Columnas	78.9	78.9	0.0
Losa aligerada	345.8	345.8	0.0
Losa maciza	21.9	21.9	0.0
Vigas	188.1	188.1	0.0
Corte de Techo	2.7	2.7	0.0
Escaleras	13.3	13.3	0.0

En la tabla 44 se aprecia que la variación de las cantidades de concreto se dan en las zapatas y las vigas de cimentación, en los demás elementos no se produjo variación debido a que, para fines de comparación, se respetó el pre dimensionamiento inicial planteado en la tesis referencial “Diseño de un Edificio de Oficinas en Miraflores” (Moyano, 2016), con lo cual se hizo posteriormente la comprobación para verificar si la estructura cumplía con los requerimientos de rigidez y resistencia que exigía la norma sismorresistente vigente, dando como resultado que las dimensiones de las placas, columnas y vigas eran suficientes para cumplir tales exigencias.

En las zapatas se tiene una diferencia de 90.8 m³ de concreto, como se indica en la tabla 44, el mayor incremento se debe a que las zapatas laterales excéntricas, al ser sometidas a las nuevas fuerzas sísmicas, presentaron mayores esfuerzos, y para cumplir los límites de presión admisible del suelo, esfuerzos de corte y flexión se incrementaron las dimensiones de dichas zapatas según el diseño presentado en el ítem 5.4 de la presente tesis.

En el metrado de las vigas de cimentación se tiene una diferencia de 3.5 m³ de concreto que representa un incremento de 14.4% con respecto al diseño hecho con la norma NTE E.030 del 2003, se incrementó las dimensiones para poder absorber el aumento de esfuerzos que se dio en las zapatas laterales excéntricas.

En el caso de las losas y la escalera, al no presentar resistencia ante fuerzas laterales y por ende al no verse afectado ante el cambio de norma sismorresistente, las dimensiones no variaron y se respetó el pre dimensionamiento y diseño realizado en la tesis referencial, dando como resultado el mismo metrado de concreto para estos elementos.

8.1.2. Comparación del metrado de encofrado

Los metrados del encofrado correspondientes a la estructura diseñada con la norma sismorresistente del 2003 y la vigente se muestran en la tabla 45.

Tabla 45: Variación del encofrado bajo el diseño de la estructura con la norma NTE E.030 del 2003 y del 2016

	Encofrado (m ²)		
	NTE E.030 - 2003	NTE E.030 - 2016	Diferencia
Vigas de cimentación	135.0	145.8	10.8
Placas	1323.2	1323.2	0.0
Columnas	231.0	231.0	0.0
Losa aligerada	2963.2	2963.2	0.0
Losa maciza	91.8	91.8	0.0
Vigas	1003.8	1003.8	0.0
Corte de Techo	27.9	27.9	0.0
Escaleras	73.4	73.4	0.0

En la tabla 45 se muestra que solo las vigas de cimentación tuvieron variación debido al incremento de dimensiones que requirió el diseño, la diferencia es de 10.8 m² con respecto al diseño realizado con la norma sismorresistente NTE E.030 del 2003.

En los demás elementos, al no presentar variación de dimensiones según el diseño realizado con las normas sismorresistentes del 2003 y 2016, el valor del encofrado de estos elementos estructurales se mantiene constante.

8.1.3. Comparación del metrado de Acero

El metrado del acero en kilogramos correspondiente a la estructura diseñada con la norma sismorresistente del 2003 y la vigente del 2016, además de su variación, se muestran en la tabla 46.

Tabla 46: Variación del acero bajo el diseño de la estructura con la norma NTE E.030 del 2003 y del 2016

	Acero (Kg)		
	NTE E.030 - 2003	NTE E.030 - 2016	Diferencia
Zapatas	8727.2	10826.6	2099.4
Vigas de cimentación	3894.2	3394.0	-500.1
Placas	20691.0	25570.7	4879.7
Columnas	11868.6	12892.6	1024.0
Losa aligerada	42160.5	42160.5	0.0
Losa maciza	1665.7	1665.7	0.0
Vigas	23778.0	25095.1	1317.1
Corte de Techo	594.9	594.9	0.0
Escaleras	783.9	783.9	0.0

En la tabla 46 se muestra que la mayor variación en la cantidad de acero se da en las zapatas y placas, en menor cantidad en las vigas, columnas y vigas de cimentación; además, se muestra que la losa maciza, aligerada, cortes de techo y escaleras permanecen constantes en la cantidad de acero debido a que, como se mencionó anteriormente, estos elementos estructurales no presentan resistencia ante la variación de las fuerzas sísmicas debido al cambio de norma sismorresistente.

En la cimentación se tuvo una mayor variación en las zapatas laterales excéntricas, donde al incrementarse el peralte de 0.60 m. a 1.00 m. la cuantía mínima de acero también se incrementó, el acero transversal inferior cambió de $\Phi 1/2@.30$ a $\Phi 3/4@.20$ y el acero transversal superior también cambió de $\Phi 1/2@.30$ a $\Phi 5/8@.20$ (Ver planos estructurales en Anexos); por lo tanto, al aumentar de diámetro de la barra de acero su longitud, también aumenta el peso dando como resultado una diferencia de 2099.4 Kg., tal como se muestra en la tabla 46.

En las vigas de cimentación se tiene una leve variación negativa en el metrado de -500.1 Kg (Ver tabla 46), esto se debe a que al incrementar de dimensiones a estos elementos estructurales, como es el caso de las vigas de cimentación VC-01, VC-05, VC-06 y VC-10 (ver planos estructurales en Anexos), se vuelven más rígidas y los esfuerzos de flexión disminuyen, dando como resultado la disminución en la sollicitación de acero por flexión.

Las placas, al conformar el principal sistema estructural de la edificación ante fuerzas laterales, es uno de los elementos que también tuvo una gran variación en el metrado de 4879.7 Kg según se muestra en la tabla 46, las nuevas fuerzas sísmicas obtenidas mediante la norma NTE E.030 vigente permitieron rediseñar por cortante y flexo compresión a las placas, dando como resultado núcleos confinados con mayor diámetro de acero y aceros longitudinales con menor espaciamiento, especialmente en los primeros niveles para cumplir con los requisitos de la norma de concreto armado NTE E.060.

Las columnas y vigas forman pórticos los cuales conforman el sistema estructural complementario de la edificación, las columnas tuvieron un ligero incremento en la cantidad de acero, con respecto al diseño realizado con la norma NTE E.030 del 2003 tal como se muestra en la tabla 46. El incremento se debe al aumento de esfuerzos de flexión y compresión en estos elementos que demandaron el incremento del refuerzo longitudinal.

8.2. Comparación de costos

La comparación de costos se hará sobre las partidas que tuvieron variación en los metrados los cuales se presentaron en el ítem 8.1 de la presente tesis, las partidas que no tuvieron variación en el metrado tendrán un precio constante y solo serán contabilizadas para obtener el costo total de la estructura de concreto armado; además, se asumirá para fines comparativos que el concreto, encofrado y acero tendrán el mismo precio para el año 2016, fecha en la cual se presentó la tesis “Diseño de un Edificio de Oficinas en Miraflores” (Moyano, 2016), y para el presente año 2017, fecha en la cual se desarrolla la presente tesis.

8.2.1. Comparación de costos en concreto

Los elementos estructurales que tuvieron variación en la cantidad de concreto fueron las zapatas y vigas de cimentación, la variación en los costos de estos elementos se presenta en la tabla 47.

Tabla 47: Variación del costo en la partida de concreto

Descripción	Metrado (m ³)		Costo (S/.)	Costo Parcial (S/.)		Diferencia (S/.)	% Variación respecto a NTE E.030 -2003
	E.030 - 2003	E.030 - 2016		E.030 - 2003	E.030 - 2016		
Zapatas	139.5	230.2	293.02	40867.5	67466.2	26599	65%
Vigas de cimentación	24.3	27.8	293.02	7120.4	8148.9	1029	14%

La variación en el costo del concreto para las partidas de zapatas y vigas de cimentación es directamente proporcional a la variación del metrado, en consecuencia al tener la mayor variación en el metrado de concreto de zapatas, se tiene que la mayor variación en el costo también se da en esta misma partida con un valor de S/. 26 599 soles, esto representa un aumento del 65% del costo con respecto al costo obtenido realizando el análisis de la estructura con la norma NTE E.030 del 2003, tal como se muestra en la tabla 47.

En las vigas de cimentación se produce una variación leve del costo con respecto a la variación del costo de las zapatas, el aumento fue S/. 1 029 soles lo que representa el 14% respecto al costo obtenido realizando el análisis de la estructura con la norma técnica E.030 del 2003.

8.2.2. Comparación de costos en encofrado

En esta partida, la variación se produjo solo en las vigas de cimentación, la variación del costo se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 48: Variación del costo en la partida de encofrado

Descripción	Metrado (m ²)		Costo (S/.)	Costo Parcial (S/.)		Diferencia (S/.)	% Variación respecto a NTE E.030 -2003
	E.030 - 2003	E.030 - 2016		E.030 - 2003	E.030 - 2016		
Vigas de cimentación	135	145.8	54.61	7372.3	7962.1	590	8%

En las vigas de cimentación, tal como se muestra en la tabla 48, se tiene una diferencia en el costo del encofrado de S/ 590 soles, lo que representa un incremento del 8%, con respecto al costo del encofrado para la viga de cimentación diseñada con la norma NTE E.030 del 2003.

Se puede considerar que es una variación mínima si se tiene como referencia que hay partidas que tienen una diferencia en el costo con valores cercanos a los S/. 27 000 soles como es el caso del concreto en zapatas.

8.2.3. Comparación de costos en acero

Los elementos que variaron en el metrado de acero fueron las zapatas, vigas de cimentación, placas, columnas y vigas, la variación en los costos de estos elementos se presenta en la tabla 49.

Tabla 49: Variación del costo en la partida de acero

Descripción	Metrado (Kg)		Costo (S/.)	Costo Parcial (S/.)		Diferencia (S/.)	% Variación respecto a NTE E.030 -2003
	E.030 - 2003	E.030 - 2016		E.030 - 2003	E.030 - 2016		
Zapatas	8727.2	10826.6	3.75	32727	40599.8	7873	24%
Vigas de cimentación	3894.2	3394	3.75	14603.1	12727.7	-1875	-13%
Placas	20691	25570.7	3.75	77591.3	95890.3	18299	24%
Columnas	11868.6	12892.6	3.75	44507.1	48347.3	3840	9%
Vigas	23778	25095.1	3.75	89167.4	94106.4	4939	6%

La mayor diferencia en el costo de acero se da en la partida de placas con un valor de S/. 18 299 soles tal como se muestra en la tabla 49, como se vio anteriormente en la comparación del metrado de acero, esta partida también fue la que tuvo mayor variación en el metrado, además esta variación representa un incremento del 24% respecto al costo obtenido diseñando la estructura con la norma NTE E.030 del 2003.

El costo del acero en las vigas de cimentación tienen una ligera diferencia negativa de S/. 1 875 soles, le corresponde una disminución del 13% con respecto al costo obtenido analizando la estructura con la norma NTE E.030 del 2003 debido a que, como se mencionó en la parte de comparación del metrado de acero, la cuantía disminuyó al aumentar la sección transversal, en consecuencia se tiene un menor costo parcial tal como se muestra en la tabla 49.

El acero en las zapatas, vigas de cimentación, columnas y vigas tienen una menor variación en el costo en comparación con la variación del costo de acero en las placas.

8.2.4. Comparación del costo total de la edificación

Las partidas de concreto armado involucradas en la estructura tienen un precio que fue mostrado en el ítem 7.3 de la presente tesis, con esta información y los metrados se puede obtener el costo total de la estructura de la edificación el cual se muestra en la tabla 50.

Tabla 50: Precio parcial, total y variación del costo de la estructura de concreto armado

Item	Partida	Und.	P.U (S/.)	Metrado		Parcial (S/.)	
				E.030-2003	E.030-2016	E.030-2003	E.030-2016
1	Concreto Armado						
1.1	Zapatas						
1.1.1	Concreto f'c 210 kg/cm ²	m ³	293.02	139.5	230.2	40867	67466
1.1.2	Acero fy 4200 kg/cm ²	Kg.	3.75	8727.2	10826.6	32727	40600
1.2	Vigas de cimentación						
1.2.1	Concreto f'c 210 kg/cm ²	m ³	293.02	24.3	27.8	7120	8149
1.2.2	Encofrado y desencofrado	m ²	54.61	135.0	145.8	7372	7962
1.2.3	Acero fy 4200 kg/cm ²	Kg.	3.75	3894.2	3394.0	14603	12728
1.3	Placas						
1.3.1	Concreto f'c 210 kg/cm ²	m ³	293.02	312.0	312.0	91422	91422
1.3.2	Encofrado y desencofrado	m ²	56.69	1323.2	1323.2	75012	75012
1.3.3	Acero fy 4200 kg/cm ²	Kg.	3.75	20691.0	25570.7	77591	95890
1.4	Columnas						
1.4.1	Concreto f'c 210 kg/cm ²	m ³	293.02	78.9	78.9	23116	23117
1.4.2	Encofrado y desencofrado	m ²	57.68	231.0	231.0	13322	13322
1.4.3	Acero fy 4200 kg/cm ²	Kg.	3.75	11868.6	12892.6	44507	48347
1.5	Losa aligerada						
1.5.1	Concreto f'c 210 kg/cm ²	m ³	293.02	345.8	345.8	101329	101329
1.5.2	Encofrado y desencofrado	m ²	50.35	2963.2	2963.2	149199	149199
1.5.3	Acero fy 4200 kg/cm ²	Kg.	3.75	42160.5	42160.5	158102	158102
1.6	Losa maciza						
1.6.1	Concreto f'c 210 kg/cm ²	m ³	293.02	21.9	21.9	6417	6417
1.6.2	Encofrado y desencofrado	m ²	50.35	91.8	91.8	4621	4621
1.6.3	Acero fy 4200 kg/cm ²	Kg.	3.75	1665.7	1665.7	6246	6246

1.7	Vigas						
1.7.1	Concreto f'c 210 kg/cm ²	m ³	293.02	188.1	188.1	55108	55109
1.7.2	Encofrado y desencofrado	m ²	65.41	1003.8	1003.8	65658	65658
1.7.3	Acero fy 4200 kg/cm ²	Kg.	3.75	23778.0	25095.1	89167	94106
1.8	Corte de Techo						
1.8.1	Concreto f'c 210 kg/cm ²	m ³	293.02	2.7	2.7	797	797
1.8.2	Encofrado y desencofrado	m ²	65.41	27.9	27.9	1828	1828
1.8.3	Acero fy 4200 kg/cm ²	Kg.	3.75	594.9	594.9	2231	2231
1.9	Escaleras						
1.9.1	Concreto f'c 210 kg/cm ²	m ³	293.02	13.3	13.3	3897	3898
1.9.2	Encofrado y desencofrado	m ²	86.67	73.4	73.4	6364	6364
1.9.3	Acero fy 4200 kg/cm ²	Kg.	3.75	783.9	783.9	2940	2940
Total (S/.)						1081565	1142860
Diferencia (S/.)						61295	
Variacion (%)						5.7%	

En la tabla 50 se muestran los precios parciales para cada partida y según la norma sismorresistente que fue usada para realizar el diseño; además, se consideraron las partidas que no variaron en el metrado con la finalidad de obtener el costo total de la estructura de concreto armado.

La variación del costo total de la estructura de concreto armado es de S/.61 295 soles según se muestra en la tabla 50, esta cantidad representa un incremento del 5.7% respecto al costo que se tuvo en la estructura cuyo diseño se hizo con la norma sismorresistente NTE E.030 del 2003.

CAPITULO 9: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1. Conclusiones

- Para fines comparativos, se respetó el pre dimensionamiento realizado en la tesis que tomamos como referencia “Diseño de un Edificio de Oficinas en Miraflores” (Moyano, 2016), con lo cual las secciones de los elementos estructurales, con excepción de la cimentación, fueron suficientes para cumplir con las requisitos de rigidez y resistencia de la estructura.
- Al realizar el análisis sísmico de la edificación con la norma sismorresistente vigente, se verificó que la deriva máxima fue de 0.0038 el cual se encuentra por debajo del límite permisible que exige la norma de 0.007; por otro lado, se verificó que con las nuevas condiciones que exige la norma técnica E.030 vigente, no existe ningún tipo de irregularidad en altura ni en planta en la estructura.
- La cortante basal que se obtuvo realizando el análisis dinámico fue menor que el 80% de la cortante basal que se obtuvo realizando el análisis estático, por lo tanto se escaló las fuerzas internas por 1.10 y 1.06 en las direcciones XX e YY respectivamente.
- El parámetro sísmico que tuvo mayor influencia en nuestro análisis, por la variación que presentó con respecto a la norma NTE E.030, fue el factor de zona (Z), paso de tener un valor de $Z=0.40$ a $Z=0.45$ lo cual representa un incremento de 12.5%. Este valor incidió en el espectro de análisis de la estructura, dando como resultado el incremento de las fuerzas internas y con ello un nuevo diseño de la estructura de concreto armado.
- La norma NTE E.030 vigente incorporó el parámetro TL que básicamente es para analizar estructuras con periodos de vibración considerados muy largos, mayores a 2.5 segundos, este parámetro no tuvo participación en el estudio de nuestra edificación ya que el periodo en ambas direcciones de análisis fueron menores a 2.5 segundos.
- La junta sísmica reglamentaria pasó de ser 5.5 cm a ser 7.0 cm, esto debido a que la expresión para el cálculo de la distancia mínima entre edificaciones, en función de la altura, se vio modificada en la norma técnica E.030 vigente (0.006h). Para nuestra edificación, esta expresión representa la distancia más crítica y fue usada para el cálculo de la junta sísmica. Con esto se puede observar que teniendo una misma altura de edificación, la actual norma sismorresistente presenta una mayor exigencia en el tema de juntas sísmicas.
- Las fuerzas internas en las placas, vigas y columnas presentan un incremento entre 10% y 20% con respecto al análisis realizado con la norma NTE E.030 del 2003. La mayor variación se dio en los elementos resistentes a fuerzas laterales

en la dirección YY, la menor variación se dio en los elementos resistentes en la dirección XX, debido a que las placas P1 y P2 absorbieron la mayor parte de esfuerzos laterales.

- La cimentación de las placas P1 y P2 fue la que tuvo el mayor incremento en el metrado respecto al análisis realizado con la norma NTE E.030 del 2003. Las dimensiones de las zapatas se incrementaron y esto se tradujo en el aumento del 65% en el metrado de concreto, se aprecia en esta parte la susceptibilidad de las zapatas excéntricas ante el cambio de sus fuerzas internas y la influencia de realizar el análisis y diseño con la norma sismorresistente vigente.
- Al realizar el metrado de todos los elementos estructurales y asignarles un precio, basado en el costo de materiales de construcción referencial, se tiene que el mayor incremento de los costos se dio en el precio del concreto en zapatas. Este incremento fue de S/. 26 599 soles respecto al análisis realizado con la norma sismorresistente del 2003.
- El costo total de la estructura de concreto armado tuvo un incremento de S/. 61 295 soles, este incremento representa un 5.7% respecto del costo total de la estructura cuyo análisis y diseño se hizo con la norma NTE E.030 del 2003, esta variación se da para la edificación cuyo uso está destinado a oficinas, es de 7 pisos, de 3 753.9 m² de área techada, no presenta ninguna irregularidad y cuyo sistema estructural es de muros de concreto armado en ambas direcciones de análisis sísmico.

9.2. Recomendaciones

- Se plantea el análisis de la misma edificación con el factor de zona (Z) igual al de la tesis referencial (Zona 3), esto implicaría que la estructura sea trasladada a algún lugar de la zona 3 del nuevo mapa de zona sísmica de la norma NTE E.030 del 2016, por ejemplo a la provincia de Huaraz, con esta modificación se obtendrán parámetros sísmicos diferentes y se podrá realizar una comparación estructural y económica de la edificación.
- La norma sismorresistente vigente presenta una mayor rigurosidad en cuanto a estructuras irregulares. Con esta premisa se recomienda realizar el análisis y comparación, tanto estructural y económica, de una estructura irregular diseñada con ambas normas sismorresistentes, la del 2003 y la vigente del 2016.

CAPITULO 11: BIBLIOGRAFIA

- MOYANO ROSTWOROWSKI, GABRIEL. 2016. Diseño de un Edificio de Oficinas en Miraflores. PUCP.
- SENCICO. 2003. Norma Técnica de Edificación E.030, Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Construcciones.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO. 2016. Norma E.030, Diseño Sismorresistente. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- SENCICO. 2009. Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto Armado. Reglamento Nacional de Construcciones.
- SENCICO. 2004. Norma Técnica de Edificación E.020, Cargas. Reglamento Nacional de Construcciones.
- SENCICO. 2006. Norma Técnica de Edificación E.050, Suelos y Cimentaciones. Reglamento Nacional de Construcciones.
- BLANCO BLASCO, ANTONIO. 2006. Apuntes del Curso Concreto Armado 2. PUCP.
- OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO. 2015. Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Fondo Editorial PUCP.
- ETABS Nonlinear Version 9.7.4. Computers and Structures Inc. Copyright 1984-2010.
- SAFE Standard Version 12.3.4. Computers and Structures Inc. Copyright 1978-2014.
- MUÑOZ PELAEZ, ALEJANDRO. 2009. Apuntes del curso de Ingeniería Sismorresistente. PUCP.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO. 2011. Norma Técnica de Metrados para Obras de Edificación y Habilitaciones Urbanas. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- GRUPO S10. 2017. Revista Costos: Construcción, Arquitectura e Ingeniería. Ed. 276, Marzo.