

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA**  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
**DEL PERÚ**

**“DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS EN SURCO”**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

**Gonzalo Alonso López Villagomez**

**Asesor: Mg. Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino**

**Lima, Agosto del 2017**

## Resumen de Tesis

En el presente trabajo, se realizó el análisis estructural y diseño en concreto armado de un edificio destinado a oficinas ubicado en el distrito de Surco, departamento de Lima. El proyecto comprende por un sótano, ocho pisos y una azotea. Las oficinas son de tres tipos ubicadas en las plantas típicas.

El terreno donde se encuentra el edificio es de forma rectangular y está compuesto por un suelo natural de grava pobremente graduada con una capacidad portante de  $4.00\text{kg/cm}^2$ . Este colinda con otras construcciones en sus tres lados perimetrales y una avenida al frente contando con una fachada de 19.50 metros de longitud.

Estructuralmente este edificio está compuesto por elementos de concreto armado con una resistencia del concreto de  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ . Se emplearon columnas y muros de corte como elementos verticales conectados entre sí por vigas peraltadas. De esta manera, se generó un sistema resistente a cargas laterales predominante de placas, con el fin de reducir los desplazamientos frente a los sismos. Se utilizaron losas aligeradas de 20cm y 25cm de espesor junto con losas macizas de 20cm de espesor para generar los diafragmas rígidos en cada techo. Las losas macizas se utilizaron en zonas cercas a los núcleos de ascensores, escaleras y en donde existe una mayor densidad de tuberías.

De acuerdo a la Norma Sismorresistente E-030, se realizó el análisis sísmico de la estructura generando un modelo tridimensional en el programa ETABS. Para el análisis, en cada piso del modelo, se asignaron dos grados de libertad de traslación y uno de rotación. Para generar los desplazamientos, fuerzas y modos de vibración se introdujo al programa el espectro de pseudo-aceleraciones especificado en la norma mencionada anteriormente. Seguidamente de ello, se determinó la fuerza cortante basal, a través del análisis estático, para luego poder compararlo con el mismo obtenido previamente del análisis dinámico.

Como última etapa de este trabajo, se realizó, bajo el control de las normas mencionadas en el párrafo anterior, el diseño de las cimentaciones y las escaleras, las cuales estas últimas se diseñaron únicamente por cargas de gravedad.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño de un edificio de Oficinas en Surco"  
Área : Área de Estructuras - Concreto Armado  
Asesor : Ing. Gianfranco Ottazzi P.  
Alumno : GONZALO ALONSO LOPEZ VILLAGOMEZ  
Código : 2011.4290.412  
Tema N° : # 434  
Fecha : Lima, 13 de julio del 2017



OBJETIVO

Elaborar los planos arquitectónicos y estructurales completos de un edificio de oficinas de un sótano y ocho pisos ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Surco.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La distribución de los ambientes del piso típico se indica en el plano de arquitectura correspondiente. En este plano se indican las diversas modificaciones en la arquitectura que el alumno deberá considerar. El edificio se diseñará para un sótano y ocho pisos, el sótano y los dos primeros pisos están destinados a estacionamientos.

El análisis sísmico se realizará con la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE-030-2016. Se realizarán análisis dinámicos en traslación pura en las dos direcciones principales del edificio, así como considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados de los análisis dinámicos se compararán entre sí y con los resultados del análisis estático de la Norma.

El terreno de cimentación es la grava típica de la ciudad de Lima con un esfuerzo admisible de 4 kg/cm<sup>2</sup> a 1.50 m de profundidad.

PLAN DE TRABAJO

Primera Revisión

Planos de arquitectura modificados. Estructuración, predimensionamiento de elementos y metrado de cargas, diseño del techo del piso típico.

Segunda Revisión

Análisis de cargas verticales. Análisis sísmico. Comparación de los resultados de los diversos análisis dinámicos y estáticos realizados.

Tercera Revisión

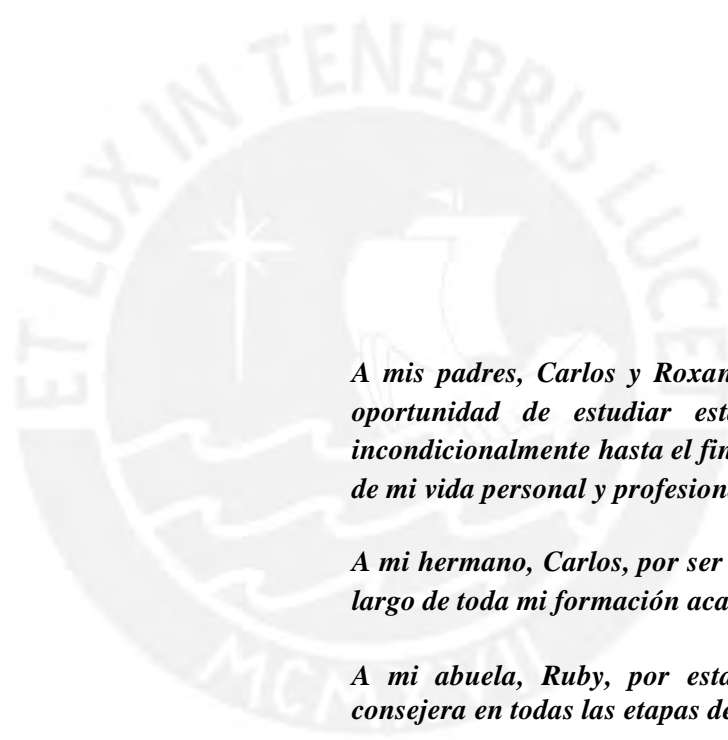
Diseño de muros, vigas, cimentación y otros elementos.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.

i





*A mis padres, Carlos y Roxana, por haberme dado la oportunidad de estudiar esta carrera y apoyarme incondicionalmente hasta el final. Ellos son los modelos de mi vida personal y profesional.*

*A mi hermano, Carlos, por ser mi guía y mi mentor a lo largo de toda mi formación académica y de vida.*

*A mi abuela, Ruby, por estar siempre como eterna consejera en todas las etapas de mi vida.*

*A mi asesor, el ingeniero Gianfranco Ottazzi, por darme la oportunidad de desarrollar esta tesis.*

*Al ingeniero Antonio Blanco, por todo su apoyo y motivación en casi todo el desarrollo de esta tesis.*

*A mi tío, José Azañedo, por las oportunidades que me ha dado y motivarme en culminar esta tesis.*

*A mis amigos y colegas, por estar siempre ahí en todo momento y darme sus consejos.*

*A mi enamorada y complemento de vida, Narumi, por darme aliento y llenar mi vida de felicidad.*

# Índice

<b>Introducción</b> .....	<b>1</b>
<b>Capítulo 1: Arquitectura del Edificio</b> .....	<b>2</b>
<b>Capítulo 2: Predimensionamiento Estructural</b> .....	<b>9</b>
2.1 Losas: .....	9
2.2 Vigas: .....	9
2.3 Vigas Chatas: .....	9
2.4 Placas: .....	9
2.5 Columnas: .....	10
<b>Capítulo 3: Definición de Cargas</b> .....	<b>12</b>
<b>Capítulo 4: Parámetros Sísmicos</b> .....	<b>13</b>
4.1 Zonificación (Capítulo 2.1 E-030):.....	13
4.2 Parámetros de Sitio (Capítulo 2.4 E-030):.....	13
4.3 Factor de Uso (Capítulo 3.1 E-030): .....	14
4.4 Factor de Amplificación Sísmica (Capítulo 2.5 E-030): .....	14
4.5 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (Capítulo 3.4 E-030):.....	14
<b>Capítulo 5: Análisis Sísmico en ETABS</b> .....	<b>16</b>
5.1 Comprobación de Torsión en Planta: .....	17
5.2 Verificación de Piso Blando en Altura: .....	18
5.3 Periodo Fundamental, Masa Participante (%) y Cortante en la Base Estática:.....	19
5.4 Factor de Amplificación de la Fuerza Sísmica por tipo de análisis: .....	21
5.5 Combinaciones de Cargas: .....	22
5.6 Separación entre Edificios:.....	23
<b>Capítulo 6: Diseño de Losas</b> .....	<b>24</b>
6.1 Diseño de Losas Aligeradas:.....	24
6.2 Diseño de Losas Macizas:.....	28
<b>Capítulo 7: Diseño de Vigas</b> .....	<b>32</b>
<b>Capítulo 8: Diseño de Columnas</b> .....	<b>35</b>
<b>Capítulo 9: Diseño de Placas</b> .....	<b>47</b>
<b>Capítulo 10: Diseño de Cimentación</b> .....	<b>66</b>
10.1 Diseño de Zapatas: .....	66
10.2 Diseño de Vigas de Cimentación: .....	68
<b>Capítulo 11: Diseño de Escaleras</b> .....	<b>71</b>
<b>Comentarios y Conclusiones:</b> .....	<b>77</b>
<b>Bibliografía</b> .....	<b>78</b>



## Índice de Figuras:

Introducción.....	1
<b>Capítulo 1: Arquitectura del Edificio .....</b>	<b>2</b>
Fig. 1-1 – Esquema del Terreno.....	2
Fig. 1-2 – Elevación de la fachada .....	3
Fig. 1-3 – Planta Sótano 1 .....	4
Fig. 1-4 – Planta Primer Piso .....	5
Fig. 1-5 - Planta Segundo Piso.....	6
Fig. 1-6 - Planta Típica .....	7
Fig. 1-7 - Planta Azotea.....	8
<b>Capítulo 2: Predimensionamiento Estructural .....</b>	<b>9</b>
Fig. 2-1 – DFN Columna C1.....	10
Fig. 2-2 – Ubicación de la Columna “C1” .....	10
Fig. 2-3 – Predimensionamiento de la Planta Típica .....	11
<b>Capítulo 3: Definición de Cargas .....</b>	<b>12</b>
<b>Capítulo 4: Parámetros Sísmicos .....</b>	<b>13</b>
Fig. 4-1 – Mapa de Zonificación Sísmica .....	13
Fig. 4-2 – Espectro de Seudo-Aceleraciones .....	15
<b>Capítulo 5: Análisis Sísmico en ETABS.....</b>	<b>16</b>
Fig. 5-1 – Elevación en 3D del Edificio en ETABS.....	16
Fig. 5-2 – Cargas en la Planta Típica .....	17
<b>Capítulo 6: Diseño de Losas .....</b>	<b>24</b>
Fig. 6-1 – Ubicación de la Vigueta a Diseñar.....	24
Fig. 6-2 – Modelamiento en SAP.....	25
Fig. 6-3 – Secciones idealizadas.....	25
Fig. 6-4 – Cargas Muertas Asignadas.....	26
Fig. 6-5 – Cargas Vivas Asignadas - 1 .....	26
Fig. 6-6 – Cargas Vivas Asignadas - 2 .....	27
Fig. 6-7 – DMF por Alternancia de Carga Viva .....	27
Fig. 6-8 – DFC por Alternancia de Carga Viva.....	27
Fig. 6-9 – Diseño Final del Aligerado .....	28
Fig. 6-10 – Esquema del Paño a Diseñar .....	29
Fig. 6-11 – Diseño Final del Paño de Losa Macisa .....	31
<b>Capítulo 7: Diseño de Vigas .....</b>	<b>32</b>
Fig. 7-1 – Ubicación de la Viga “V2 G 1-3” .....	32
Fig. 7-2 – DFC con Sismo Amplificado de la Viga “V2 G 1-3” .....	32
Fig. 7-3 – DMF de la Viga “V2 G 1-3” .....	33
<b>Capítulo 8: Diseño de Columnas.....</b>	<b>35</b>
Fig. 8-1 – Ubicación de la Columna “C1” .....	35
Fig. 8-2 – DFN de la Columna “C1” .....	35
Fig. 8-3 - Ubicación de la Columna “C2” .....	36
Fig. 8-4 – DFN de la Columna “C1” .....	36

Fig. 8-5 – Diagrama de Iteración de la Columna “C1” (S1-P1).....	40
Fig. 8-6 – Diagrama de Iteración de la Columna “C1” (P2-P5).....	41
Fig. 8-7 – Diagrama de Iteración de la Columna “C1” (P6-Azotea).....	42
Fig. 8-8 – Detalle de refuerzo Transversal de columnas.....	44
<b>Capítulo 9: Diseño de Placas .....</b>	<b>47</b>
Fig. 9-1 – Esquema de la Placa P-2 .....	47
Fig. 9-2 – Ubicación de Núcleos a Diseñar Localmente .....	48
Fig. 9-3 – DFN del Núcleo del eje H .....	49
Fig. 9-4 – DFN del Núcleo del eje E.....	49
Fig. 9-5 – DFN de la Placa “P2” .....	50
Fig. 9-6 – Detalle de la sección del Tramo X-X Idealizado .....	54
Fig. 9-7 – Diagrama de Iteración de P-2X del P1.....	54
Fig. 9-8 – Diagrama de Iteración de P-2Y del P1.....	56
Fig. 9-9 – Diagrama de Iteración de P-2X del P4.....	58
Fig. 9-10 – Diagrama de Iteración de P-2Y del P4.....	59
Fig. 9-11 – Diagrama de Iteración de P-2X del P7.....	60
Fig. 9-12 – Diagrama de Iteración de P-2Y del P7.....	61
<b>Capítulo 10: Diseño de Cimentación.....</b>	<b>66</b>
Fig. 10.1 Diseño Final de la Zapata Z-1 .....	68
Fig. 10-2 – Ubicación de la Viga de Cimentación “VC C 4-5” .....	69
Fig. 10-3 – DFN de la Viga de Cimentación “VC C 4-5” .....	69
Fig. 10-4 – DMF de la Viga de Cimentación “VC C 4-5” .....	70
Fig.10-5 – Diseño Final de La Viga de Cimentación VC C 4-5 .....	70
<b>Capítulo 11: Diseño de Escaleras .....</b>	<b>71</b>
Fig. 11-1 – Detalle de la escalera en planta .....	71
Fig. 11-2 – Corte 1-1 de la Escalera en SAP 2000 .....	72
Fig. 11-3 – Corte 2-2 de la Escalera en SAP 2000 .....	72
Fig. 11.4 – Corte 3-3 de la Escalera en SAP 2000.....	73
Fig. 11-5 – DMF del Corte 1-1 de la Escalera en SAP 2000.....	73
Fig. 11-6 – DMF del Corte 2-2 de la Escalera en SAP 2000.....	74
Fig. 11.7 – DMF del Corte 3-3 de la Escalera en SAP 2000.....	74
Fig. 11-8 – Elevación del Corte 1-1 de la Escalera .....	75
Fig. 11-9 – Elevación del Corte 2-2 de la Escalera .....	76
Fig. 11-10 – Elevación del Corte 3-3 de la Escalera .....	76
<b>Comentarios y Conclusiones: .....</b>	<b>77</b>
<b>Bibliografía .....</b>	<b>78</b>

## Índice de Tablas

<b>Introducción</b> .....	<b>1</b>
<b>Capítulo 1: Arquitectura del Edificio</b> .....	<b>2</b>
<b>Capítulo 2: Predimensionamiento Estructural</b> .....	<b>9</b>
<b>Capítulo 3: Definición de Cargas</b> .....	<b>12</b>
<b>Capítulo 4: Parámetros Sísmicos</b> .....	<b>13</b>
<b>Capítulo 5: Análisis Sísmico en ETABS</b> .....	<b>16</b>
Tabla 5-1 - Sismo X-X .....	17
Tabla 5-2 - Sismo Y-Y .....	18
Tabla 5-3 - Sismo X-X .....	18
Tabla 5-4 - Sismo Y-Y .....	19
Tabla 5-5 - Análisis en XX.....	19
Tabla 5-6 - Análisis en YY .....	20
Tabla 5-7 – Comparación de Traslación Pura Vs 3D - 1 .....	20
<b>Capítulo 6: Diseño de Losas</b> .....	<b>24</b>
Tabla 6-1 – Diseño en Flexión .....	28
Tabla 6-2 – Diseño por Flexión del Lado Corto .....	30
Tabla 6-3 – Diseño por Flexión del Lado Largo .....	30
<b>Capítulo 7: Diseño de Vigas</b> .....	<b>32</b>
<b>Capítulo 8: Diseño de Columnas</b> .....	<b>35</b>
Tabla 8-1 – Cargas en Servicio de la Columna “C1” .....	37
Tabla 8-2 – Combinaciones de Cargas de Diseño en el eje X-X.....	38
<b>Capítulo 9: Diseño de Placas</b> .....	<b>47</b>
Tabla 9-1 – Diseño por Compresión del Núcleo eje H .....	49
Tabla 9-2 – Diseño por Compresión del Núcleo eje E.....	49
Tabla 9-3 – Cargas en servicio de la Placa P-2.....	51
Tabla 9.4 – Combinaciones de Cargas de Diseño para el tramo X-X.....	52
<b>Capítulo 10: Diseño de Cimentación</b> .....	<b>66</b>
Tabla 10-1 – Cargas en Servicio de la Zapata Z-1 .....	66
Tabla 10-2 – Combinaciones de Cargas en Servicio de la Zapata Z-1 .....	66
Tabla 10-3 – Combinaciones de Cargas Últimas de la Zapata Z-1.....	67
<b>Capítulo 11: Diseño de Escaleras</b> .....	<b>71</b>
<b>Comentarios y Conclusiones:</b> .....	<b>77</b>
<b>Bibliografía</b> .....	<b>78</b>



## Introducción

El objetivo de la presente tesis consiste en el análisis estructural y diseño en concreto armado de un edificio de un sótano y ocho pisos destinado al uso de oficinas. Específicamente se busca brindar un ambiente adecuado para desarrollar labores de diversas índoles brindando las comodidades y seguridad necesarias.

El edificio en mención, ubicado en el distrito de Santiago de Surco, considera un área techada de  $3,422\text{m}^2$ . Este se encuentra sobre un terreno de grava (GP) con un esfuerzo admisible de  $4\text{kg}/\text{cm}^2$ .

La estructura de este proyecto está constituida por pórticos, muros de corte (placas), losas aligeradas y losas macizas. Se ha considerado zapatas como cimentación de las columnas y de algunos muros de corte; y, por otro lado, se colocó cimentación corrida en los muros de contención, los cuales la mayoría son placas y se desarrollan hasta el último piso del edificio favoreciendo a la rigidez del mismo.

El diseño estructural se realizó con las siguientes resistencias en los materiales: concreto de  $f'c=210\text{kg}/\text{cm}^2$  y barras de acero corrugado de  $f_y=4,200\text{kg}/\text{cm}^2$ . Para que este diseño cumpla con los objetivos mencionados anteriormente, todos los elementos de concreto armado deben satisfacer los parámetros de la Norma de Cargas E-020, la Norma Sismorresistente E-030, la Norma de suelos y Cimentaciones E-050 y la Norma de Concreto Armado E-060.

A continuación, se muestra un breve orden de las actividades desarrolladas en este trabajo:

- Definición de la arquitectura.
- Predimensionamiento.
- Definición de las cargas a utilizar.
- Definición de los parámetros sísmicos.
- Análisis sísmico del edificio.
- Diseño de los elementos estructurales (horizontales, verticales y cimentación).
- Comentarios y conclusiones.

## Capítulo 1: Arquitectura del Edificio

Ubicado en el distrito de Santiago de Surco, el edificio de oficinas cuenta con un sótano y ocho pisos conformado por 29 estacionamientos y 18 oficinas. El área total construida es de  $3,422\text{m}^2$ .

El terreno del edificio se encuentra en una avenida y posee una sola fachada de 19.50 metros de longitud y una profundidad de 23 metros como se muestra en la figura 1-1. El área del terreno es de  $448.50\text{m}^2$ .

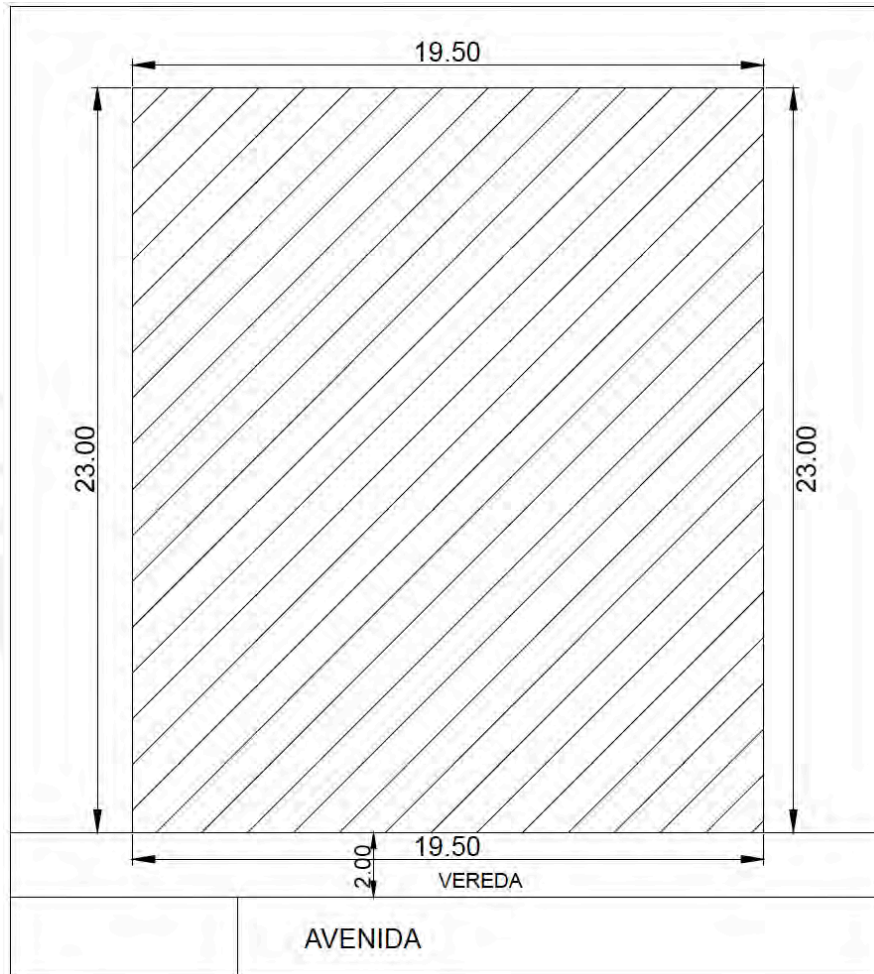


Fig. 1-1 – Esquema del Terreno

Este edificio cuenta con dos cisternas ubicadas en el sótano: una para el uso doméstico y otra para el sistema contra incendio. Como se utilizará un sistema de abastecimiento de agua con tanque hidroneumático, no necesitará la presencia de un tanque elevado; por ello se contará con un cuarto de bombas ubicado en el mismo nivel que las cisternas. Por último, el cuarto de máquinas para el funcionamiento de los ascensores se ubica por encima de la azotea.

Por otro lado, gran parte del sótano y los dos primeros pisos están destinados a estacionamientos, mientras que los pisos del tercero al octavo son los pisos típicos del edificio con un área de  $357\text{m}^2$ , en los cuales se encuentran las oficinas. En cada piso típico, se encuentran tres tipos de oficinas de acuerdo a las siguientes áreas:  $85.28\text{m}^2$ ,  $86.02\text{m}^2$  y  $102.69\text{m}^2$ .

En la azotea se ubicará una sala multifuncional, en la que se podrá realizar diferentes actividades desde talleres hasta presentaciones por parte de los usuarios. En esta misma planta se ubicarán los equipos de aire acondicionado, los cuales se encargarán de abastecer de aire fresco a todo el edificio.

En la figura 1-2 se presenta una elevación del edificio:

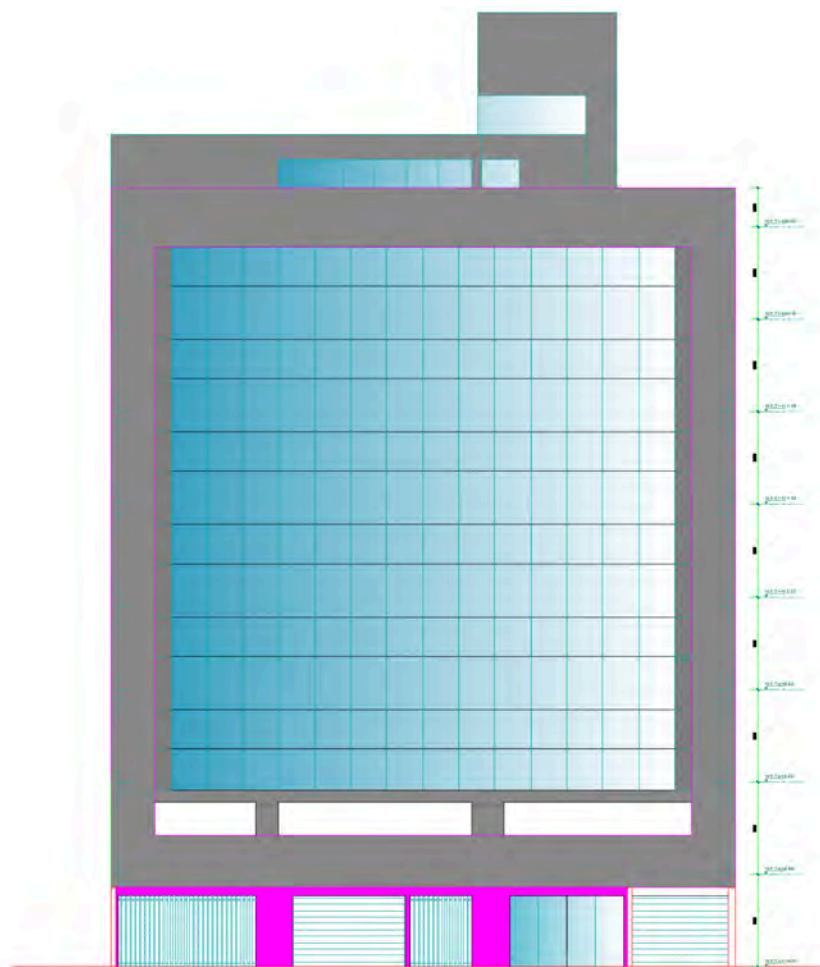


Fig. 1-2 – Elevación de la fachada

En esta elevación se puede apreciar al detalle de la distribución en altura de los pisos y se puede ubicar con mayor facilidad las entradas. La puerta principal está ubicada en la parte central de la fachada. Del mismo modo, el ingreso a la cochera del primer y segundo piso se ubica en el centro, mientras que el ingreso al garaje del sótano se encuentra ubicado al lado izquierdo de la fachada.

A continuación, se muestra las plantas de arquitectura del edificio:

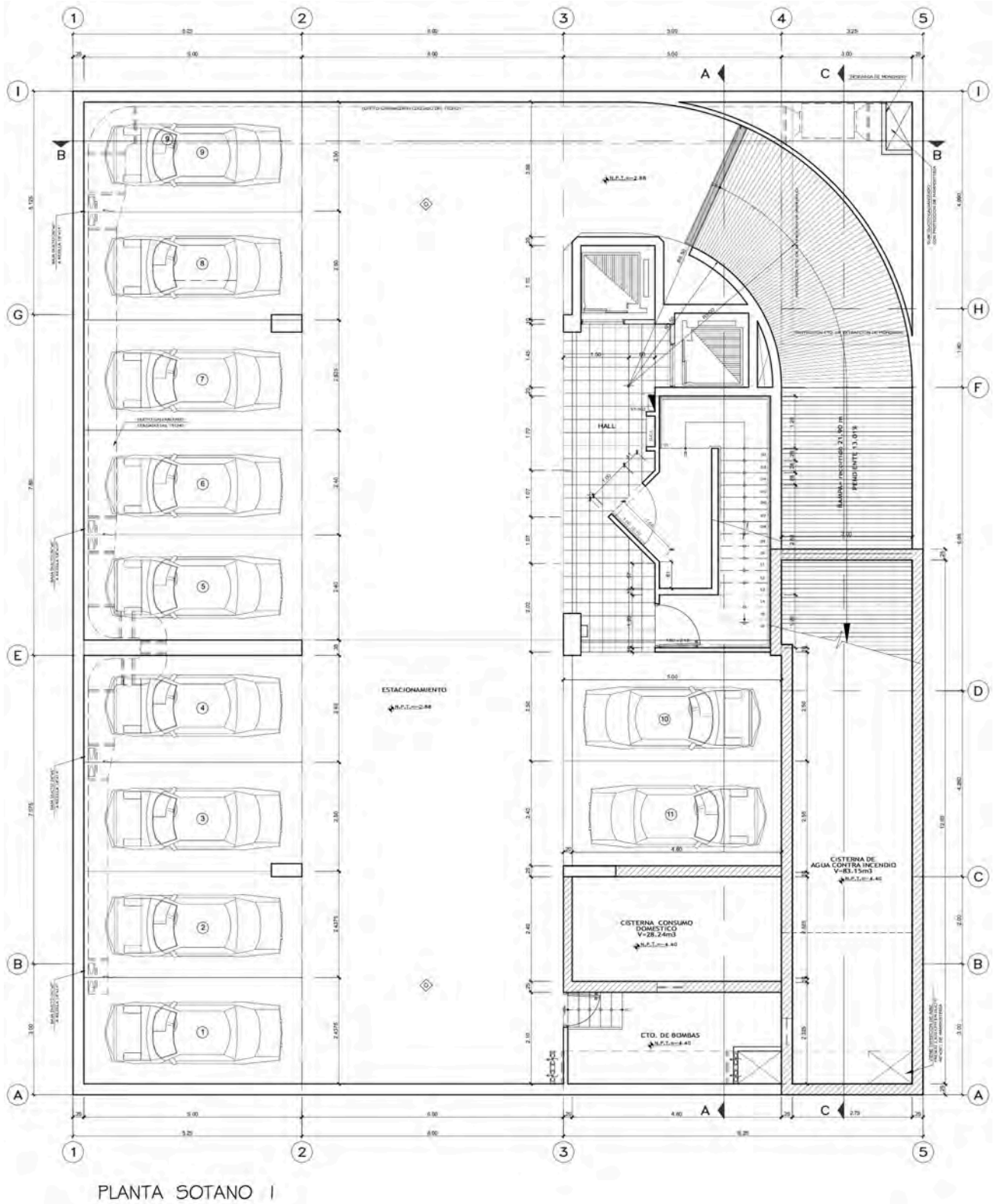


Fig. 1-3 – Planta Sótano 1



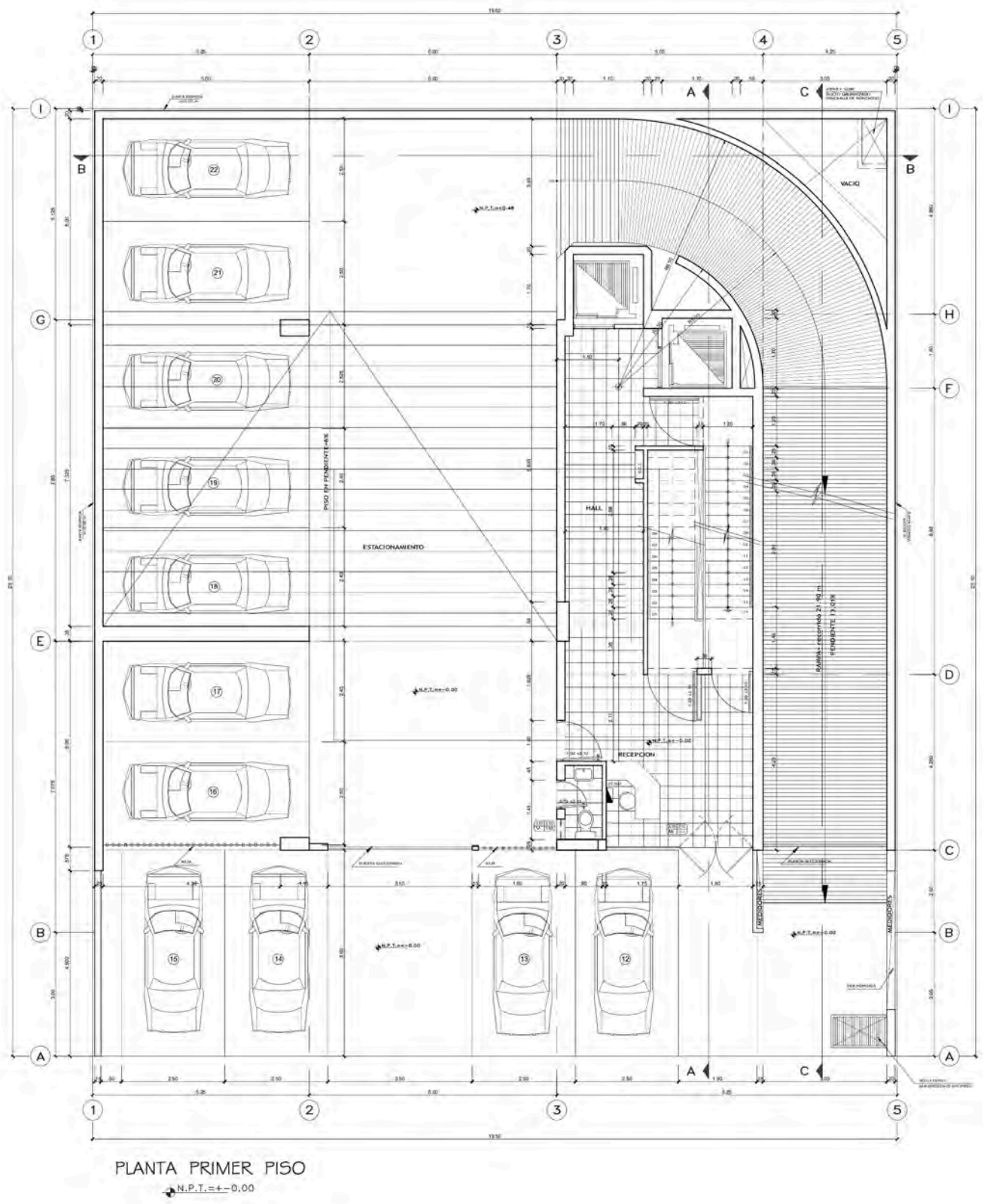


Fig. 1-4 – Planta Primer Piso



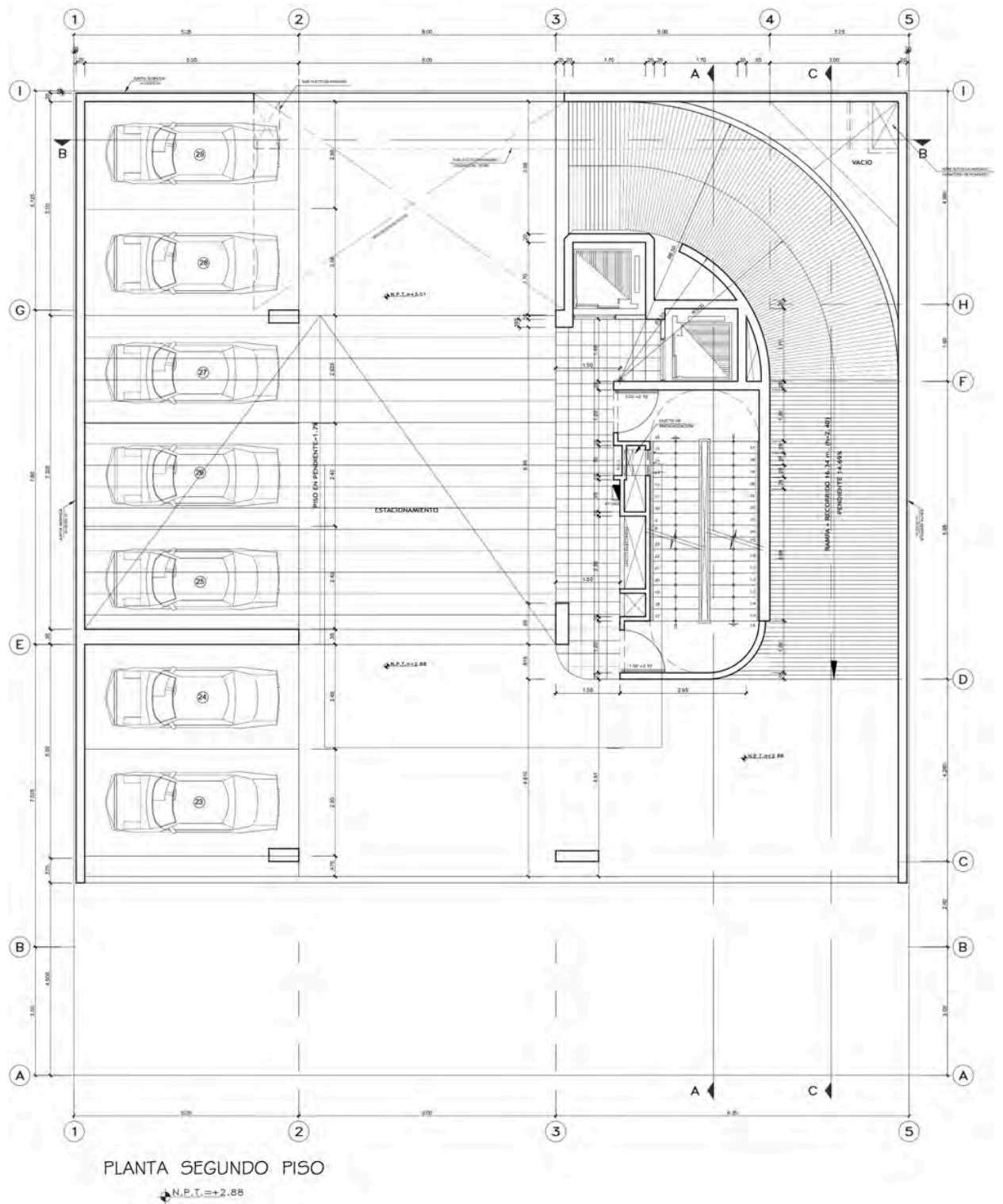


Fig. 1-5 - Planta Segundo Piso



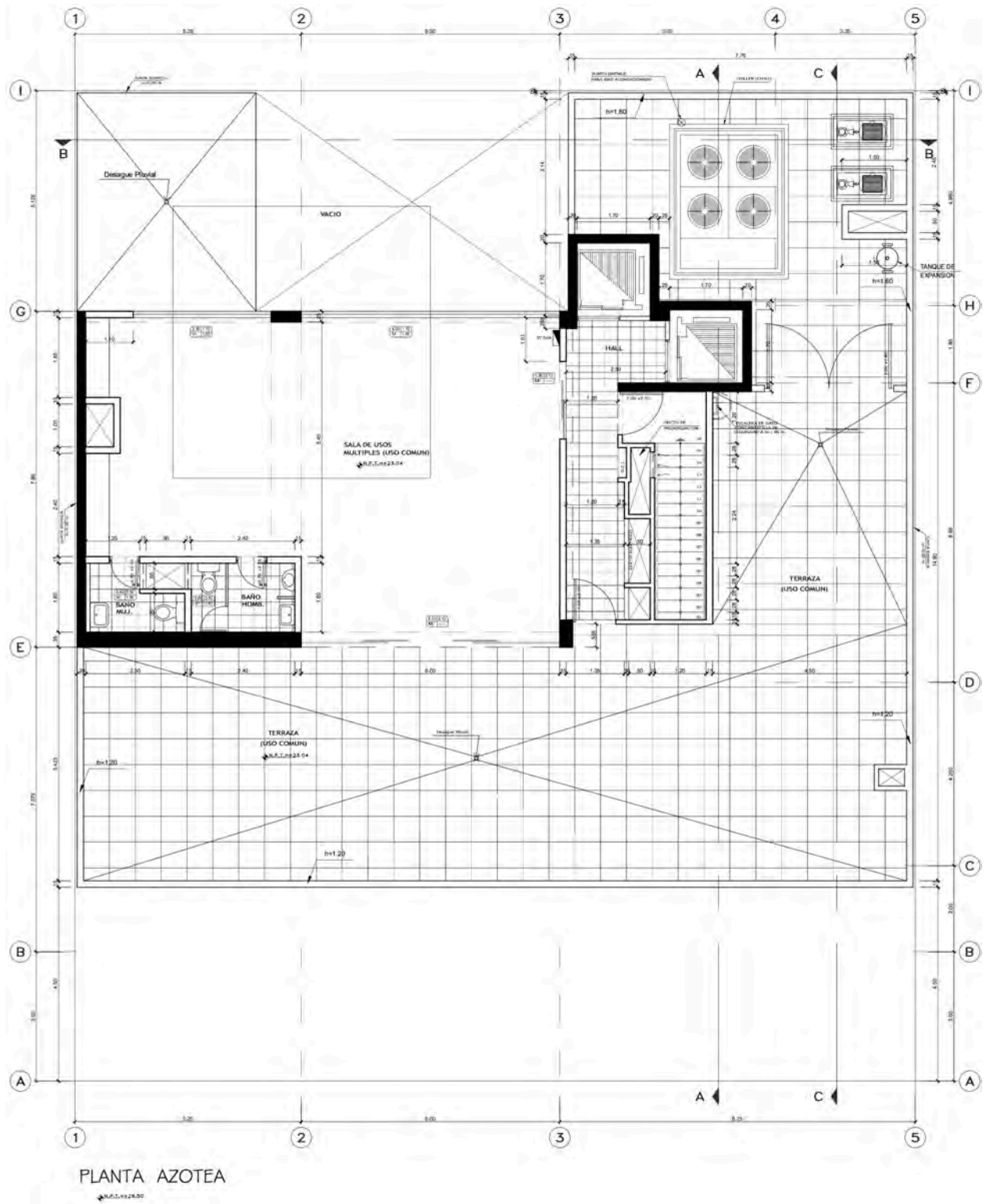


Fig. 1-7 - Planta Azotea

## Capítulo 2: Predimensionamiento Estructural

Con el fin de poder efectuar el análisis estructural, fue necesario asumir aproximadamente las secciones de los elementos estructurales. Para ello se tomaron en cuenta los criterios y recomendaciones del libro *“Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”* del Ing. Antonio Blanco Blasco. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

### 2.1 Losas:

Las losas han sido escogidas de dos tipos: losas aligeradas y losas macizas. Dependiendo de sus luces y tipo, se determinó el espesor de cada paño de losa. Para las losas aligeradas de luces menores a 5.5 metros se tomó un espesor de 20cm, mientras para las que excedían ese límite y a su vez tenían una luz menor a 6.5 metros el espesor a tomar fue de 25cm, con el fin de controlar las deflexiones. Se colocaron las losas macizas cerca a los núcleos de ascensores, escaleras, zonas con una demanda considerable de pase de tuberías y zonas en donde las sobrecargas sean altas. Para estas losas se consideró un espesor de 20cm, dado que ningún paño de losa maciza tenía una luz mayor de 6.5 metros.

### 2.2 Vigas:

Se dimensionaron las vigas tomando peraltes del orden de 1/10 o 1/12 de la luz libre de cada una y a su vez considerando anchos del 30% al 50% del peralte obtenido. Las luces libres de las vigas principales, esenciales para la formación de pórticos, varían entre los 3 metros hasta los 7.15 metros; por lo que se dimensionó una sección de 30x60cm para este tipo viga. Por otro lado, para las vigas secundarias se dimensionaron con una sección de 20x60cm, debido a que no son tan importantes como las mencionadas anteriormente y a que tienen luces menores comprendidas entre 1.45 metros y 5.65 metros.

### 2.3 Vigas Chatas:

Se utilizó un criterio sencillo para el dimensionamiento de las vigas chatas. Estas se colocaron para soportar las cargas de los tabiques, en caso estos se desarrollen en la misma dirección que las viguetas de las losas aligeradas. La sección a tomar fue de 40x20cm en caso de las losas de espesor de 20cm y de 40x25cm en caso de losas de espesor de 25cm.

### 2.4 Placas:

Las placas son muy importantes en un edificio, ya que absorben la mayor parte del sismo. Sin embargo, se debe de tener cuidado de que el centro de rigidez no esté muy lejos del centro de gravedad, con el fin de evitar momentos de torsión en planta en el edificio. A partir de ello se propusieron muros de espesores 20cm, 25cm y 35cm.



## 2.5 Columnas:

Las áreas de las secciones de las columnas fueron determinadas, según su carga vertical (P) y resistencia de concreto ( $f'c$ ), a través de la siguiente fórmula:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 \cdot f'c}$$

La figura 2-1 representa, a manera de ejemplo, el resultado del metrado de cargas de la columna "C1" (Ver fig. 2-2).

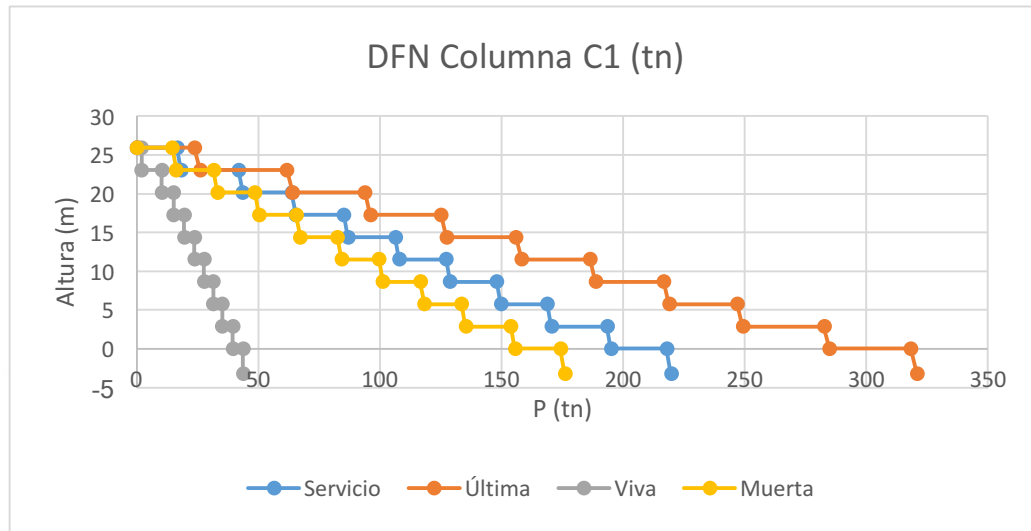


Fig. 2-1 – DFN Columna C1

En este caso, se obtuvo una carga en servicio de 220 toneladas; por lo que el área recomendada obtenida (con  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ ) fue de  $0.23\text{m}^2$ . De esta manera, se optó por una sección de  $30\text{x}80\text{cm}$  para la columna "C1" (figura 2-2) que significa un área de  $0.24\text{m}^2$ .

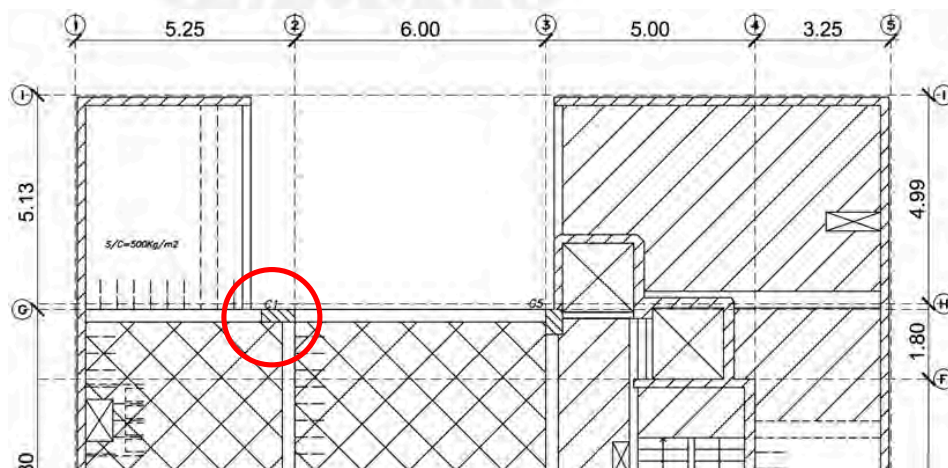
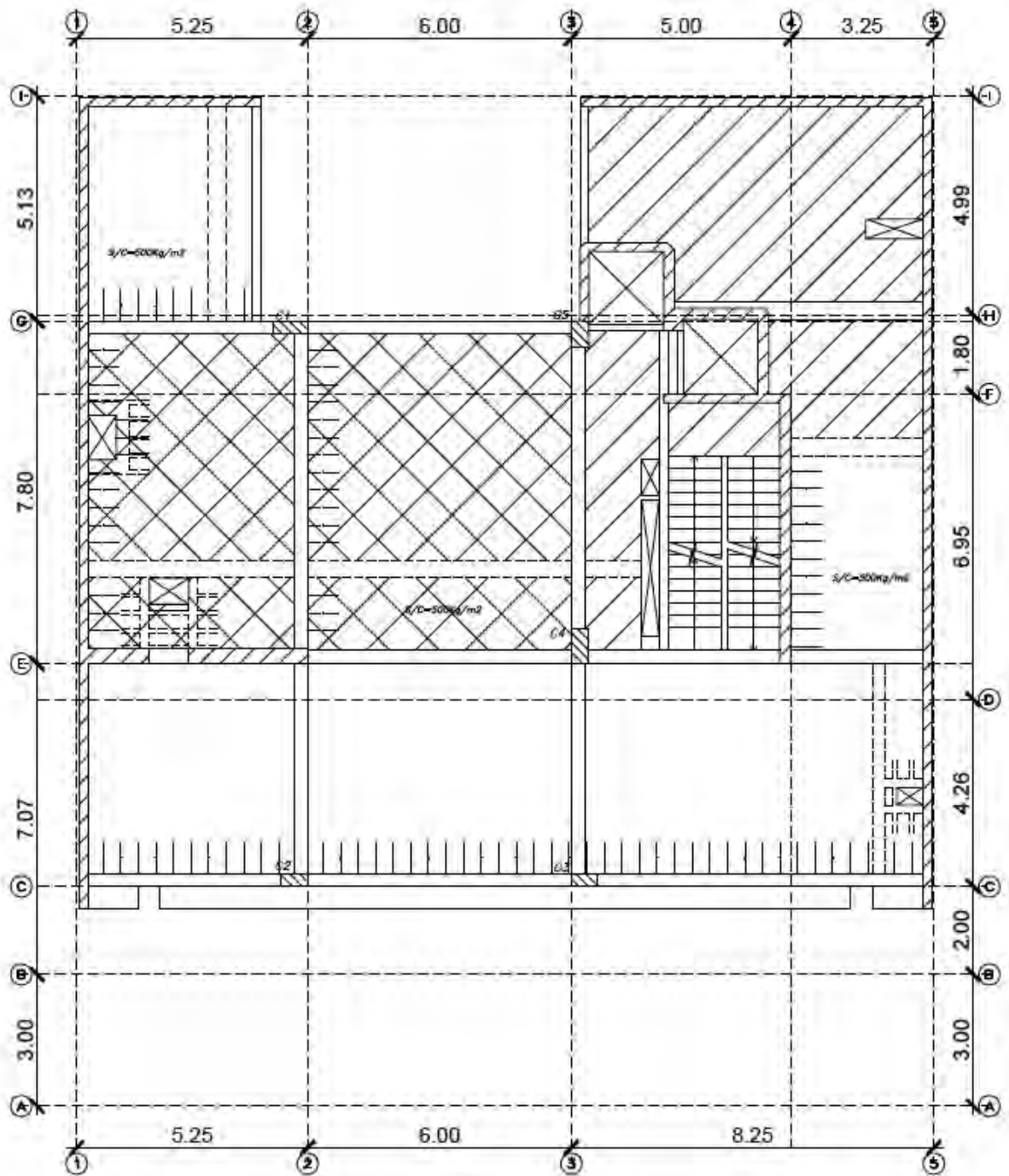


Fig. 2-2 – Ubicación de la Columna "C1"



En la figura 2-3 se detalla el predimensionamiento completo de la planta típica:



ENCOFRADO TECHOS TÍPICOS DEL 3° PISO AL 7° PISO  
(NFP+8.59, +11.47, +14.35, +17.23, +20.11)

Fig. 2-3 – Predimensionamiento de la Planta Típica

### Capítulo 3: Definición de Cargas

Según lo que estipula la Norma de Cargas E-020, se definieron las cargas verticales utilizados en los metrados de cargas, tanto para la carga muerta como para la carga viva.

A continuación, se presentan las cargas utilizadas en este trabajo de tesis:

#### Cargas Muertas:

Concreto Armado	2,400kg/m <sup>3</sup>
Losa Aligerada de e = 20cm	300kg/m <sup>2</sup>
Losa Aligerada de e = 25cm	350kg/m <sup>2</sup>
Losa Maciza de e = 20cm	480kg/m <sup>2</sup>
Piso Terminado de e= 5cm	100kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería de Albañilería Hueco	1,350kg/m <sup>3</sup>

#### Cargas Vivas:

Áreas de Archivos	500kg/m <sup>2</sup>
Áreas de Oficinas	250kg/m <sup>2</sup>
Corredores y Escaleras	400kg/m <sup>2</sup>
Garajes	250kg/m <sup>2</sup>
Sala de Usos Múltiples	500kg/m <sup>2</sup>
Techo de Azotea	100kg/m <sup>2</sup>
Zona de Máquinas de Aire Acondicionado	1,000kg/m <sup>2</sup>
Zona de Cuarto de Máquinas	500kg/m <sup>2</sup>
Zona de Maquinarias de Construcción (Durante Obra)	500kg/m <sup>2</sup>

## Capítulo 4: Parámetros Sísmicos

Los parámetros sísmicos utilizados para el análisis sísmico del presente proyecto de tesis, según la Norma Sismorresistente E-030 del 2016, son los siguientes:

### 4.1 Zonificación (Capítulo 2.1 E-030):

De acuerdo al Anexo N° 01 de la zonificación sísmica de la norma, el distrito de Surco, ubicado en la provincia de Lima, pertenece a la zona 4. De igual manera se puede dar a apreciar en la siguiente figura obtenida de la norma.

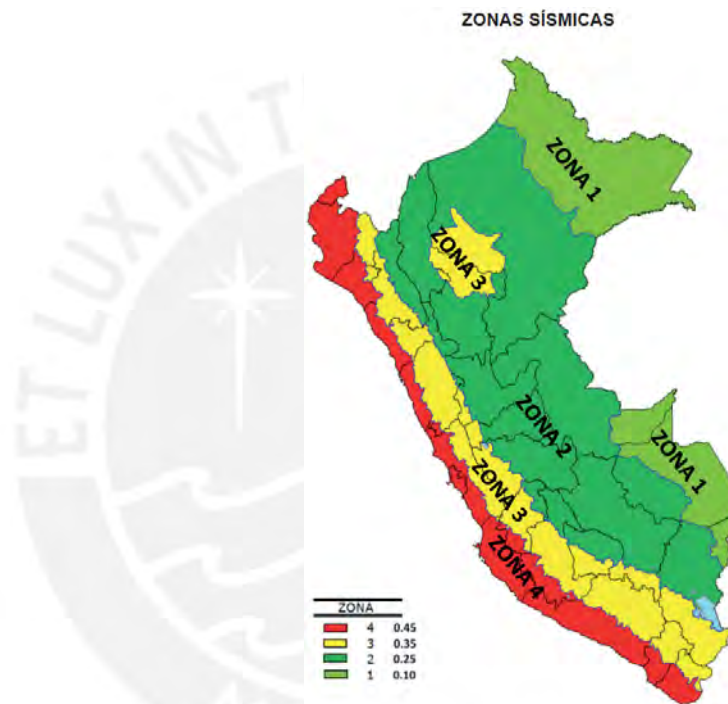


Fig. 4-1 – Mapa de Zonificación Sísmica

Dado lo que establece la Tabla N°1 de la misma norma, se eligió el valor del factor “Z” que corresponde a la zona 4:

$$Z = 0.45$$

### 4.2 Parámetros de Sitio (Capítulo 2.4 E-030):

El suelo del terreno es un suelo de grava pobremente graduada (GP); por lo que se asumió que este tipo de suelo pertenece al perfil “S<sub>1</sub>” (Roca o Suelos Muy Rígidos). Usando la Tabla N° 4 de la norma E.030 se fijaron los valores de T<sub>p</sub>(s)=0.4 Y T<sub>L</sub>(s)=2.5. Del mismo modo, Utilizando la Tabla N° 3 de la norma, se obtuvo el valor del factor “S”:

$$S = 1$$

#### 4.3 Factor de Uso (Capítulo 3.1 E-030):

Esta edificación está destinada a oficinas; por lo que, al ser una edificación común, recibe la categoría “C”, según la norma. Por ello se pudo obtener, a través de la Tabla N° 5 de la norma de sismorresistencia E.030, el valor del factor “U”:

$$U = 1$$

#### 4.4 Factor de Amplificación Sísmica (Capítulo 2.5 E-030):

De acuerdo a lo que estipula la norma, el factor “C” estará determinado por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

De este modo, el valor de “C” depende del valor del periodo “T” requerido.

#### 4.5 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (Capítulo 3.4 E-030):

La estructura de edificio está compuesta por un sistema a carga lateral predominante de muros de corte en los ejes X-X e Y-Y, dado que los muros recibirán más del 70% de la fuerza cortante en la base. Por lo que, con la ayuda de la Tabla N° 7 de la norma sismorresistente E.030, se obtuvo los siguientes valores de coeficientes básicos de reducción “R<sub>0</sub>” de cada eje.

$$R_{x_0} = 6$$

$$R_{y_0} = 6$$

Para poder obtener el coeficiente de reducción final es necesario revisar las irregularidades tanto en altura como en planta mencionadas en las tablas N° 8 y 9 de la norma E.030, con el fin de determinar los factores de irregularidad en altura “I<sub>a</sub>” y en planta “I<sub>p</sub>”.

Luego de revisar cada uno de los casos de irregularidades posibles antes del análisis sísmico, no se encontró alguna irregularidad en altura; mas sí, una en planta. Esta irregularidad se presenta por la existencia de esquinas entrantes cuyas dimensiones superaban al 20% de las correspondientes dimensiones en planta. Por lo tanto, en ambos ejes de análisis, existen este tipo de irregularidad. Con ello se obtiene:

$$I_a = 1$$

$$I_p = 0.9$$

Tal como se detalla en la norma, el resultado del coeficiente de reducción es el producto entre el coeficiente básico de reducción, el factor de irregularidad en altura y el factor de irregularidad en planta. A continuación, se detalla los coeficientes obtenidos para cada eje:

$$R_x = 5.4$$

$$R_y = 5.4$$

Con estos valores y la ecuación del espectro de pseudo aceleraciones, se pudo determinar el valor de la Aceleración Espectral (Capítulo 4.6.2 E-030) para cada valor de periodo "T":

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g$$

De esa manera, se obtuvo los espectros de diseño para cada eje del sismo del modelo a desarrollar en el programa ETABS:

$$S_a = 0.0833 \times C \times g$$

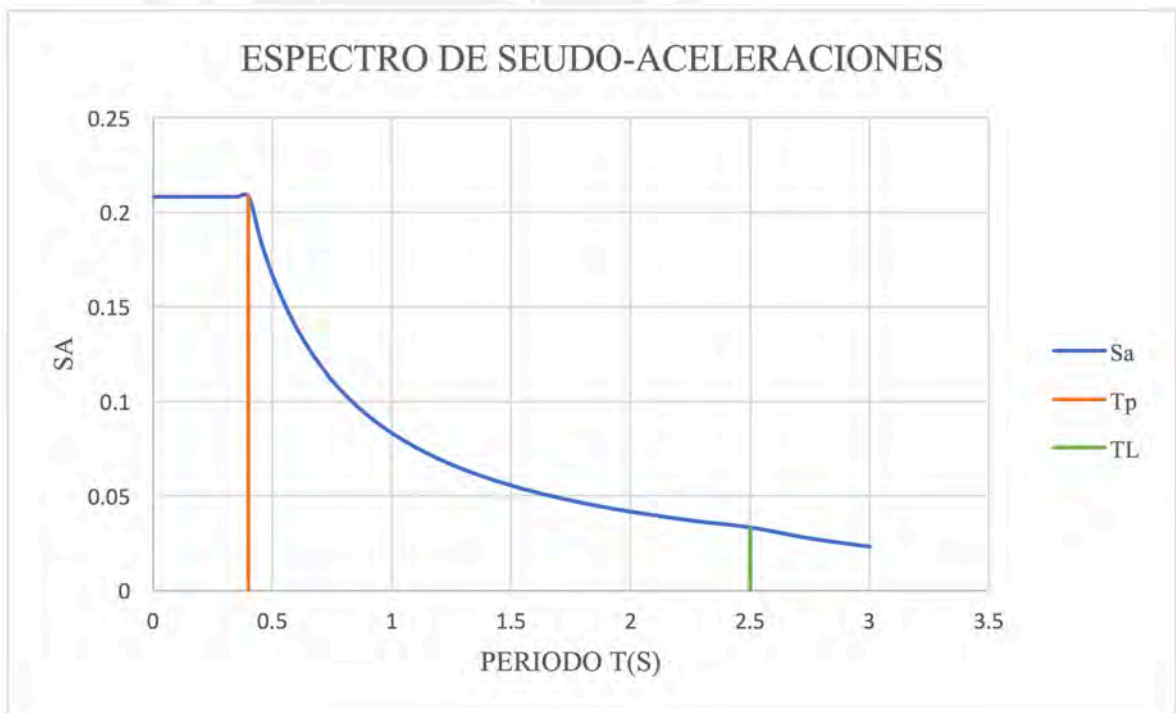


Fig. 4-2 – Espectro de Seudo-Aceleraciones



## Capítulo 5: Análisis Sísmico en ETABS

Para realizar el análisis sísmico del edificio se elaboró un modelo mediante la ayuda del programa computacional ETABS 2015. En él se añadió el espectro de pseudo-aceleraciones construido a partir de los parámetros sísmicos definidos anteriormente.

En este modelo, se pudo añadir los elementos de concreto armado que aportan rigidez significativa a la estructura exceptuando a las escaleras y las rampas de estacionamientos, las cuales serán diseñadas exclusivamente por cargas de gravedad.

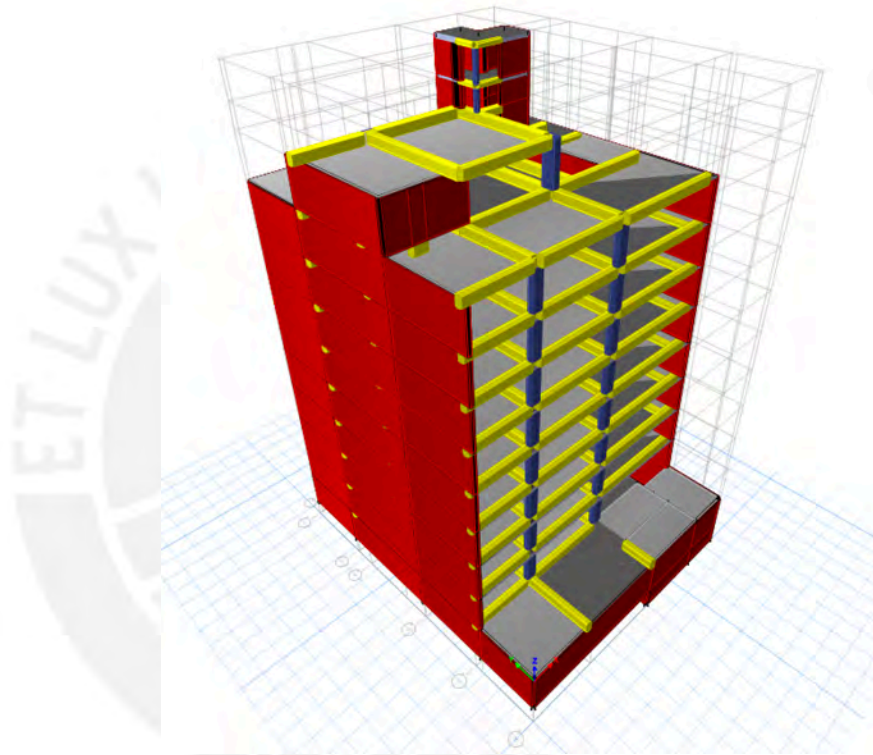


Fig. 5-1 – Elevación en 3D del Edificio en ETABS

Los metrados de cargas verticales se realizaron en el mismo modelo. Para ello se asignaron las propiedades físicas del material a utilizar, concreto de  $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ , y las dimensiones correspondientes a cada una de las columnas, placas y vigas de la estructura a analizar. En el caso de las losas se definieron de acuerdo al tipo y dirección que tenían; sin embargo, no se colocaron las dimensiones correspondientes a los espesores de cada paño, sino que se consideró, en la construcción del modelo, un espesor muy pequeño de  $1\text{E-}05\text{m}$ . Esto se debe a que solo se buscó que trabaje como un diafragma rígido durante el análisis. En el caso del techo del sótano al encontrarse debajo del nivel  $\pm 0.00$  y por la presencia de los muros de contención, se restringieron en el diafragma los desplazamientos en las direcciones X y Y; así como, el giro en el eje Z. En el resto de diafragmas del edificio, se asignaron los tres grados de libertad anteriores en cada uno. Por último, para el análisis sísmico se aplicó en el modelo la superposición modal CQC.

Previamente a la ejecución del análisis sísmico, se asignaron, uniformemente en cada paño de losa, las cargas correspondientes al peso propio, tabiquería, piso terminado y sobrecarga. Para las vigas y vigas chatas que reciben la carga directa de un tabique apoyado sobre ellos se les asignó una carga uniformemente repartida a lo largo de la viga de acuerdo a la altura y espesor del elemento no estructural. Esta asignación de cargas se puede apreciar en la siguiente figura.

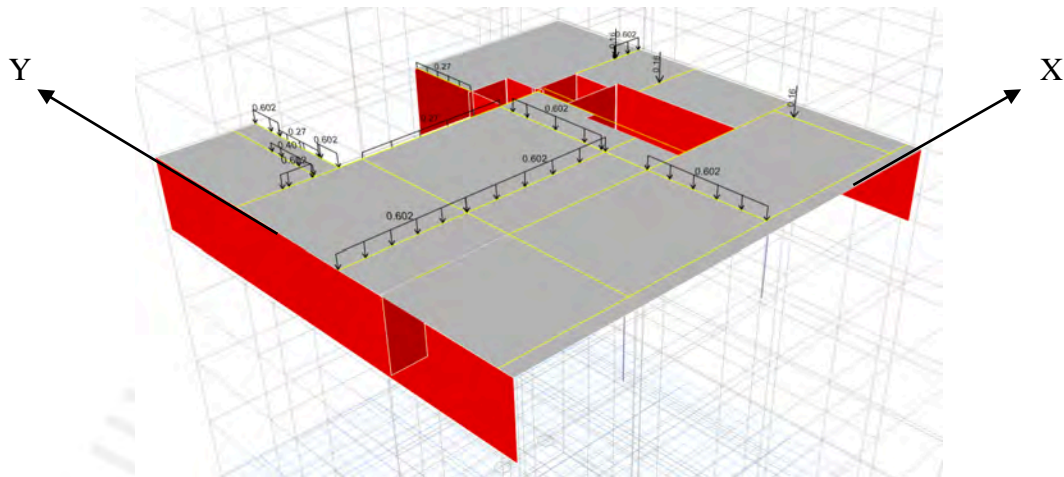


Fig. 5-2 – Cargas en servicio de la Planta Típica

### 5.1 Comprobación de Torsión en Planta:

Después de haber definido los parámetros sísmicos y del análisis, es necesario comprobar la existencia de irregularidad en planta por efectos de torsión expresados en la tabla N°9 de la norma de diseño sismorresistente E.030. Para que se aplique el criterio irregularidad torsional el desplazamiento máximo del entre piso debe de ser mayor al 50% del desplazamiento permisible; de ser así, se tendrá que revisar que este desplazamiento máximo no exceda por más de un 20% del desplazamiento del centro de gravedad. A continuación, se muestran los resultados de las derivas ( $\Delta$ ) por direcciones de los resultados obtenidos:

Tabla 5-1 - Sismo X-X				
Piso	$\Delta$ CM Real Inelástico	$\Delta$ Max Real (extremo)	$\Delta$ Max Permisible/2	$\Delta$ Max / $\Delta$ CM
AZOTEA	0,0035	0,0038	0,0035	1,07
PISO 8	0,0040	0,0044	0,0035	1,10
PISO 7	0,0040	0,0046	0,0035	1,15
PISO 6	0,0040	0,0046	0,0035	1,15
PISO 5	0,0039	0,0045	0,0035	1,16
PISO 4	0,0037	0,0043	0,0035	1,16
PISO 3	0,0032	0,0037	0,0035	1,05
PISO 2	0,0024	0,0028	0,0035	-
PISO 1	0,0016	0,0018	0,0035	-

En la tabla anterior, se muestra que las derivas máximas de entrepiso desde el piso 2 hasta la azotea son mayores al 50% de 0.007, el cual es el máximo permisible para estructuras de concreto armado. Por lo que se aplicó, en este eje de análisis, el criterio mencionado en el párrafo anterior. Tal como se aprecia en la zona derecha de la tabla para la dirección X-X, ninguna deriva máxima supera por más de 1.16 veces la deriva del centro de gravedad de su piso correspondiente. Con ello se comprueba que no se considerará irregularidad por efectos de torsión en esta dirección.

Tabla 5-2 - Sismo Y-Y				
Piso	$\Delta$ CM Real Inelástico	$\Delta$ Max Real (extremo)	$\Delta$ Max Permisible/2	$\Delta$ Max / $\Delta$ CM
AZOTEA	0,0010	0,0012	0,0035	-
PISO 8	0,0007	0,0008	0,0035	-
PISO 7	0,0008	0,0009	0,0035	-
PISO 6	0,0008	0,0009	0,0035	-
PISO 5	0,0008	0,0009	0,0035	-
PISO 4	0,0008	0,0009	0,0035	-
PISO 3	0,0007	0,0009	0,0035	-
PISO 2	0,0007	0,0008	0,0035	-
PISO 1	0,0005	0,0006	0,0035	-

Para efectos de análisis del eje Y-Y se puede apreciar, en la tabla anterior, que los desplazamientos los entrepisos son menores al 50% del máximo permisible. Por esta razón no fue necesario aplicar el criterio de irregularidad torsional en planta.

## 5.2 Verificación de Piso Blando en Altura:

De acuerdo a la norma E.030, existe irregularidad de rigidez cuando la deriva ( $\Delta$ ) promedio en los extremos de un entrepiso es mayor a 1.4 veces la deriva del piso inmediato superior o 1.25 veces el promedio de las derivas de los pisos superiores adyacentes. A continuación, se presenta los resultados de la evaluación de este criterio que estipula la norma en cada eje de análisis:

Tabla 5-3 - Sismo X-X			
Piso	$\Delta$ Prom Real Inelástico	$\Delta$ Prom / $\Delta$ Prom sup.	$\Delta$ Prom / Prom $\Delta$ sup.
AZOTEA	0,0036		
PISO 8	0,0039	1,06	
PISO 7	0,0040	1,04	
PISO 6	0,0040	1,01	1,05
PISO 5	0,0039	0,98	0,99
PISO 4	0,0037	0,93	0,92
PISO 3	0,0032	0,86	0,81
PISO 2	0,0024	0,77	0,67
PISO 1	0,0016	0,65	0,51

Tabla 5-4 - Sismo Y-Y			
Piso	$\Delta$ Prom Real Inelástico	$\Delta$ Prom / $\Delta$ Prom sup.	$\Delta$ Prom / Prom $\Delta$ sup.
AZOTEA	0,0010		
PISO 8	0,0007	0,74	
PISO 7	0,0008	1,06	
PISO 6	0,0008	1,04	0,97
PISO 5	0,0008	1,01	1,06
PISO 4	0,0008	0,98	1,00
PISO 3	0,0007	0,93	0,92
PISO 2	0,0006	0,86	0,81
PISO 1	0,0005	0,80	0,70

Como se puede ver en los resultados de las tablas anteriores, se comprueba que la estructura del edificio no presenta algún caso de piso blando en ningún entre piso a lo largo de toda su altura para cada eje de análisis propuesto.

### 5.3 Periodo Fundamental, Masa Participante (%) y Cortante en la Base Estática:

De los resultados obtenidos del análisis sísmico aplicando la superposición modal CQC, se pudo obtener la siguiente tabla de periodos y masa participante para la dirección X-X del edificio:

Tabla 5-5 - Análisis en XX Traslación Pura		
Modo XX	Periodo seg.	Masa Participante %
1	0.43	72%
2	0.10	19%
3	0.05	4%

Con los resultados obtenidos del programa ETABS, el periodo fundamental en la dirección X-X ( $T_x$ ) es 0.43seg con una masa participante de 72% de la masa total de la estructura correspondiente al primer modo natural de vibración. Con este resultado de la siguiente manera, se obtuvo el factor de amplificación sísmica en el eje X-X, el cual es necesaria para la obtención de la cortante basa estática en esta dirección de análisis:

$$C_x = 2.5 \times \frac{0.40}{T_x} = 2.5 \times \frac{0.40}{0.43} = 2.3$$

Dado a la consideración de la norma se comprueba:

$$\frac{C_x}{R_x} = \frac{2.3}{5.4} = 0.427 > 0.125$$

De la misma manera, se obtuvieron los resultados para la dirección Y-Y:

Modo YY	Periodo seg.	Masa Participante %
1	0.20	76%
2	0.06	14%
3	0.04	4%

En esta dirección se obtuvo un periodo fundamental ( $T_y$ ) de 0.2seg con una masa participante de 76% de la masa total de la estructura correspondiente al segundo modo natural de vibración de la estructura. Debido a que el periodo obtenido es menor que el periodo que define la plataforma del factor de amplificación sísmica y de acuerdo a la norma peruana de diseño sismorresistente, se asignó el siguiente valor al:

$$C_y = 2.5$$

De la misma manera, se comprueba:

$$\frac{C_y}{R_y} = \frac{2.5}{5.4} = 0.463 > 0.125$$

Los resultados de la traslación pura se compararon con los obtenidos del análisis en 3D en el mismo programa ETABS (Tabla 5.7):

Datos	Modelo XX	Modelo YY	Modelo 3D
Tx seg.	0.43	-	0.50
MPx %	72%	-	70%
Ty seg.	-	0.20	0.20
MPy %	-	76%	72%

Se puede apreciar que en la dirección de análisis Y-Y no se encuentran variaciones considerables. En cambio, en la dirección X-X, sí. Esto último se puede deber a que las placas ubicadas en cada costado del edificio en la dirección Y-Y aportan rigidez al edificio en la dirección X-X, ya que cuentan con una longitud demasiado grande.

A partir de estos valores de traslación pura, se procedió a calcular la fuerza cortante en la base estática de acuerdo a cada eje por medio de la siguiente ecuación obtenida de la norma:

$$V = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P$$



Por lo que se obtiene para el eje X-X:

$$V_x = \frac{Z \times U \times C_x \times S}{R} \times P = 0.192 \times P$$

Lo mismo para el eje Y-Y:

$$V_y = \frac{Z \times U \times C_y \times S}{R} \times P = 0.208 \times P$$

#### 5.4 Factor de Amplificación de la Fuerza Sísmica por tipo de análisis:

Con los parámetros sísmicos definidos en el capítulo anterior, se obtuvieron las siguientes fuerzas cortantes dinámicas en los ejes de estudio asignando tres grados de libertad por piso:

$$V_{dinx} = 419 \text{ton}$$

$$V_{diny} = 469 \text{ton}$$

De igual forma, uno de los resultados obtenidos de la ejecución del análisis en el programa ETABS fue el peso del edificio desde el nivel  $\pm 0.00$  hasta el último nivel superior, debido a las condiciones de cargas por gravedad descritas al inicio de este capítulo:

$$P_{muerto} = 2,767 \text{ton}$$

$$P_{vivo} = 768 \text{ton}$$

Según la norma, la estimación del peso P para una edificación de categoría “C” está dada por la siguiente expresión:

$$P = P_{muerto} + P_{vivo} (0.25) = 2,960 \text{ton}$$

Posterior a la obtención de estos resultados, se procedió a hallar el valor de la fuerza cortante estática en la base en cada eje:

$$V_{estx} = 0.192 (2,960) = 568 \text{ton}$$

$$V_{esty} = 0.208 (2,960) = 616 \text{ton}$$

La norma peruana de diseño sismorresistente indica que la fuerza cortante mínima no deberá ser menor que el 90% del valor calculado para estructuras irregulares (E-030, 4.6.4). Con esta condición se hallaron los factores de amplificación para fuerzas sísmicas dinámicas.

$$f_x = 0.9 \times \frac{568}{419} = 1.22 \quad f_y = 0.9 \times \frac{616}{469} = 1.18$$

Estos factores, al ser mayores a 1, son los que se han utilizado para amplificar las cargas sísmicas en las distintas combinaciones de cargas a utilizar en este trabajo.

De las fuerzas cortantes y los factores de escalamiento obtenidas de la traslación pura, se realizó la comparación con las obtenidas del análisis en 3D en ETABS (Tabla 5-8):

Tabla 5-8 – Comparación de Traslación Pura Vs 3D - 2			
Datos	Modelo XX	Modelo YY	Modelo 3D
V Estt. X ton	568	-	489
V Din. X ton	419	-	353
ffx	1.22	-	1.25
V Estt. Y ton	-	616	616
V Din. Y ton	-	469	445
ffy	-	1.25	1.25

De igual manera, se observa que en la dirección de análisis Y-Y la diferencia entre las fuerzas cortantes dinámicas es mínima.

### 5.5 Combinaciones de Cargas:

Según lo que determina la norma E-060 de concreto armado, se debe de realizar tres combinaciones distintas de cargas, las cuales se verán reflejadas en ambos ejes de diseño de la siguiente forma:

Eje X-X:

$$C1 = 1.4 (CM) + 1.7 (CV)$$

$$C2x = 1.25 (CM + CV) + 1.22 (CSx)$$

$$C3x = 1.25 (CM + CV) - 1.22 (CSx)$$

$$C4x = 0.9 (CM) + 1.22 (CSx)$$

$$C5x = 0.9 (CM) - 1.22 (CSx)$$

Eje Y-Y:

$$C1 = 1.4 (CM) + 1.7 (CV)$$

$$C2y = 1.25 (CM + CV) + 1.25 (CSy)$$

$$C3y = 1.25 (CM + CV) - 1.25 (CSy)$$

$$C4y = 0.9 (CM) + 1.25 (CSy)$$

$$C5y = 0.9 (CM) - 1.25 (CSy)$$

Estas son las combinaciones detalladas que fueron ingresadas al programa ETABS para obtener las envolventes de fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos flectores de los elementos de concreto armado a diseñar en el siguiente capítulo.

## 5.6 Separación entre Edificios:

De acuerdo al capítulo 5.3 de la norma E.030 de diseño sismorresistente, se ha determinado la separación entre otro edificio colindante en ambos ejes de análisis sísmico. Para ello, la norma estipula dos criterios para la determinación de la junta sísmica considerando una separación mínima de 3cm.

El primer criterio consiste en tomar una distancia “s” igual a 0.006 veces la altura del edificio medido desde el nivel de la superficie del terreno, el cual es 23.04m. Por lo que se obtiene el siguiente valor de separación entre edificios al no conocer los datos característicos de los edificios vecinos:

$$s = 0.006 \times 23.04 = 0.138m$$

El segundo criterio consiste en tomar las dos terceras partes de la suma de desplazamientos máximos inelásticos de ambos edificios colindantes; sin embargo, en este caso se tomarán únicamente los resultados de desplazamiento máximo del análisis sísmico:

De lo cual se obtienen:

$$d_{ux} = 8.85cm$$

$$d_{uy} = 1.92cm$$

$$s_x = 2 \times 8.85 \times 2/3 = 11.8cm$$

$$s_y = 2 \times 1.92 \times 2/3 = 2.56cm$$

La norma peruana E-030 especifica que la separación entre los edificios deberá de satisfacer ambos criterios; por esta razón se escogerá el mayor de ellos y la junta sísmica para cada dirección del edificio será:

$$S/2 = 13.8/2 = 6.9cm \approx 7cm$$

## Capítulo 6: Diseño de Losas

De acuerdo a lo desarrollado anteriormente en el capítulo de predimensionamiento, se escogieron losas macizas y losas aligeradas con peraltes según sus luces y forma de paños de acuerdo de cómo se busca que las cargas verticales de los pisos sean transmitidas a las vigas. Para ello, como se estipula en la norma E.060 de concreto armado, estos elementos estructurales serán diseñados únicamente por cargas de gravedad considerando las combinaciones de alternancia de carga viva.

### 6.1 Diseño de Losas Aligeradas:

El diseño de las losas aligeradas se realizó de acuerdo a todos los requerimientos que impone la norma peruana E-060 de Concreto Armado y siguiendo las recomendaciones del capítulo 11 del libro de apuntes del curso de Concreto Armado 1 escrito por el Ing. Gianfranco Ottazzi.

A continuación, se presentará un ejemplo correspondiente al diseño de un paño de losa aligerada de 25cm de peralte ubicado en los pisos típicos del edificio. En él se detallará acerca de la idealización y procedimientos empleados para el diseño de la losa.

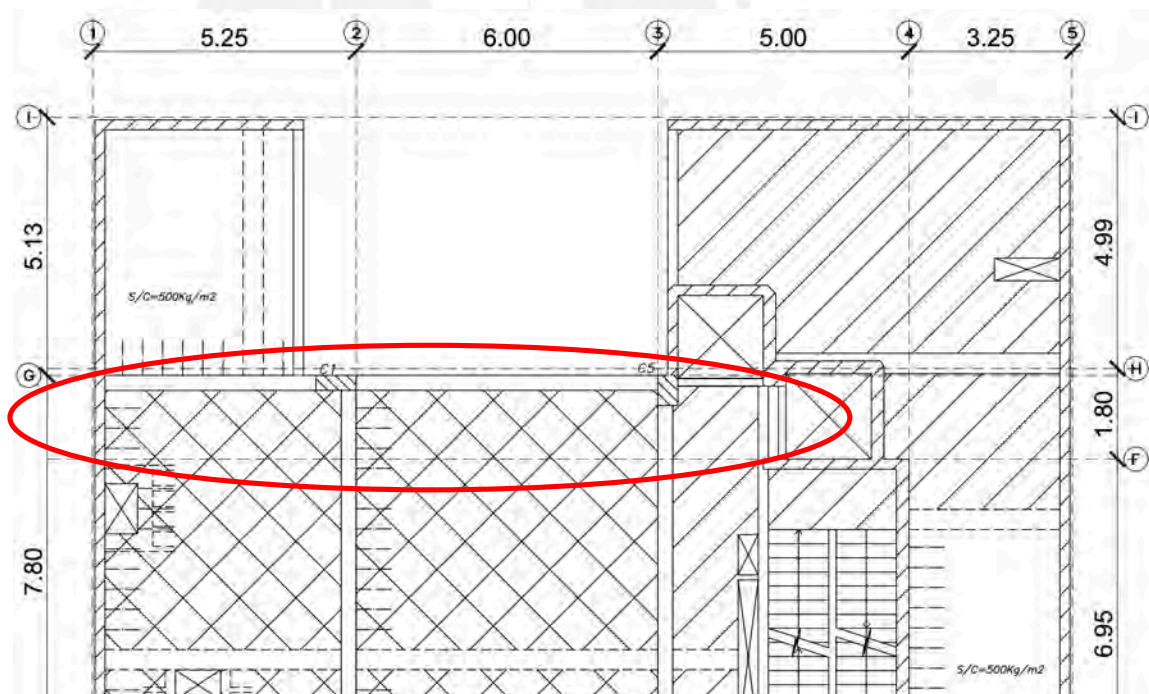


Fig. 6-1 – Ubicación de la Vigueta a Diseñar

Con el fin de obtener de los momentos y fuerzas en las viguetas de la losa se construyeron modelos en el programa ETABS para cada paño de losa. Dado que este tipo de losa se comporta de manera unidireccional, se idealizó el análisis como una viga de sección “T” (color magenta) de 25cm de peralte y 40 cm de ancho apoyada a un extremo sobre una columna rectangular (color amarillo) de 40cm de ancho que simula su apoyo sobre un muro; de igual forma, esta se conecta en su otro extremo con una viga de sección rectangular con el mismo ancho que simula a su vez la presencia de una losa maciza. En los apoyos intermedios se les consideró simplemente apoyados, ya que son apoyo sobre vigas. En la siguiente figura se presenta el modelo adoptado para el análisis por gravedad:

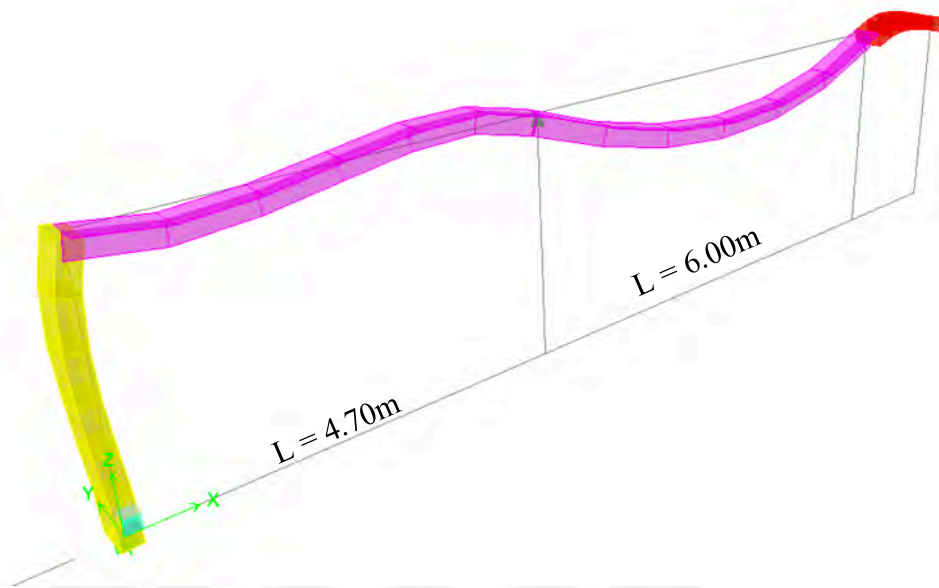


Fig. 6-2 – Modelamiento en SAP

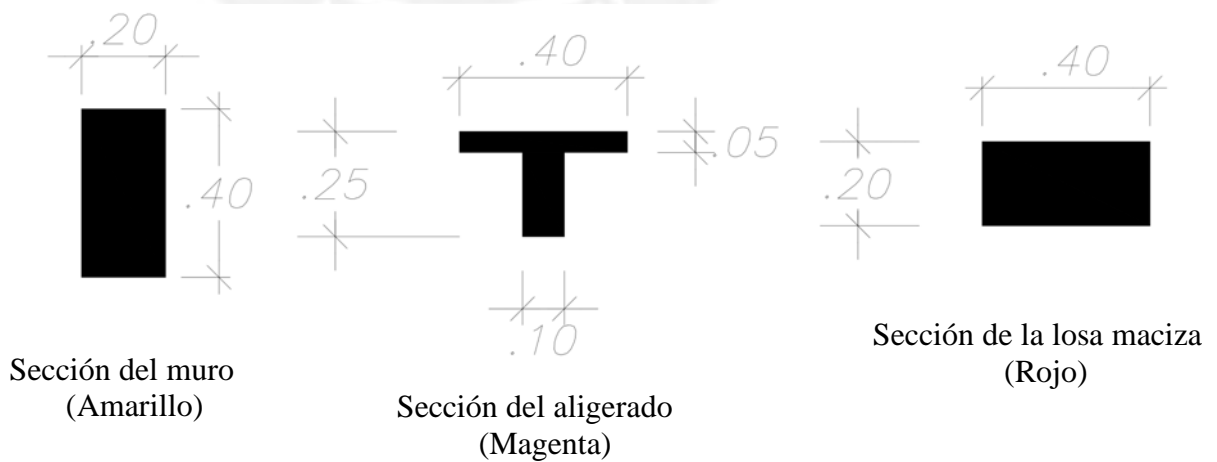


Fig. 6-3 – Secciones idealizadas



A este modelo se le asignaron las siguientes cargas muertas, que incluyen el peso puntual del tabique, el peso propio del elemento y el peso del piso terminado también presentes en la siguiente figura:

$$\omega_m \text{ aligerado} = (0.35 + 0.1) \times 0.4 = 0.18 \text{ ton/m}$$

$$\omega_m \text{ macizo} = (0.48 + 0.1) \times 0.4 = 0.232 \text{ ton/m}$$

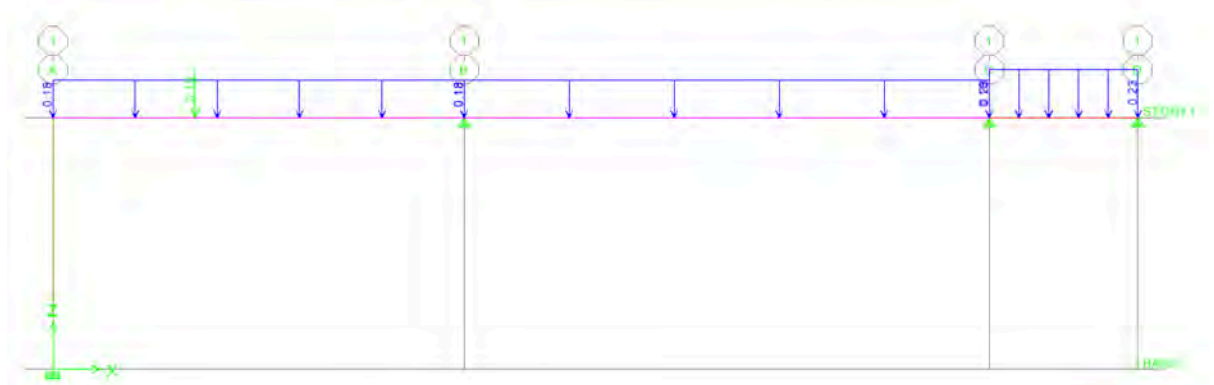


Fig. 6-4 – Cargas Muertas Asignadas

Del mismo modo, se asignaron las siguientes cargas vivas para cada elemento. En el caso de la losa maciza, le corresponde una sobrecarga de  $0.40 \text{ ton/m}^2$  por ser parte de un corredor; mientras que para la losa aligerada le corresponde una sobrecarga de  $0.25 \text{ ton/m}^2$  al estar ubicada en el área de oficinas. Estas sobrecargas se encuentran previamente definidas en el capítulo de definición de cargas.

$$\omega_v \text{ aligerado} = 0.25 \times 0.4 = 0.10 \text{ ton/m}$$

$$\omega_v \text{ macizo} = 0.40 \times 0.4 = 0.16 \text{ ton/m}$$

Para este tipo de carga se colocaron en dos grupos con el propósito de generar la alternancia de cargas en el programa ETABS, con el fin de obtener los casos más de favorables por cargas de gravedad.

A continuación, se presentan los esquemas de cargas vivas que se utilizaron en el análisis computacional:

Carga viva 1:

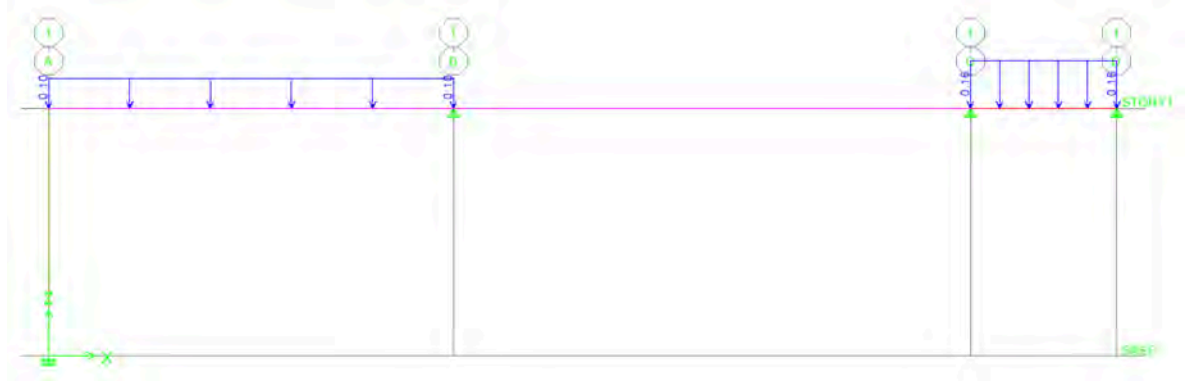


Fig. 6-5 – Cargas Vivas Asignadas - 1

Carga viva 2:

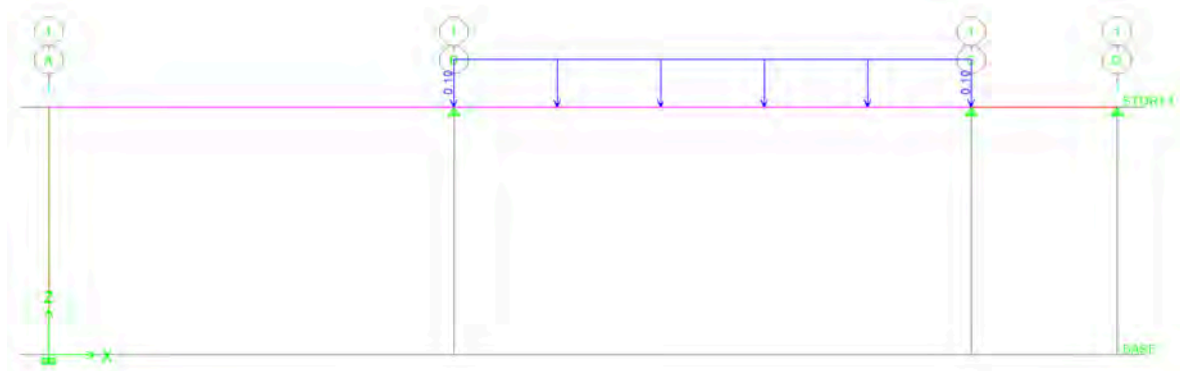


Fig. 6-6 – Cargas Vivas Asignadas - 2

Con estas cargas ya asignadas, se procedió a construir las siguientes combinaciones de cargas vivas:

$$\text{Comb. 1} = \text{Carga muerta} + \text{Carga viva 1}$$

$$\text{Comb. 2} = \text{Carga muerta} + \text{Carga viva 2}$$

$$\text{Comb. 3} = \text{Carga muerta} + \text{Carga viva 1} + \text{Carga viva 2}$$

Con estas tres combinaciones de cargas se obtuvieron la siguiente envolvente de diagramas de momento flector y fuerza cortante:

Momentos flectores por alternancia de carga viva:

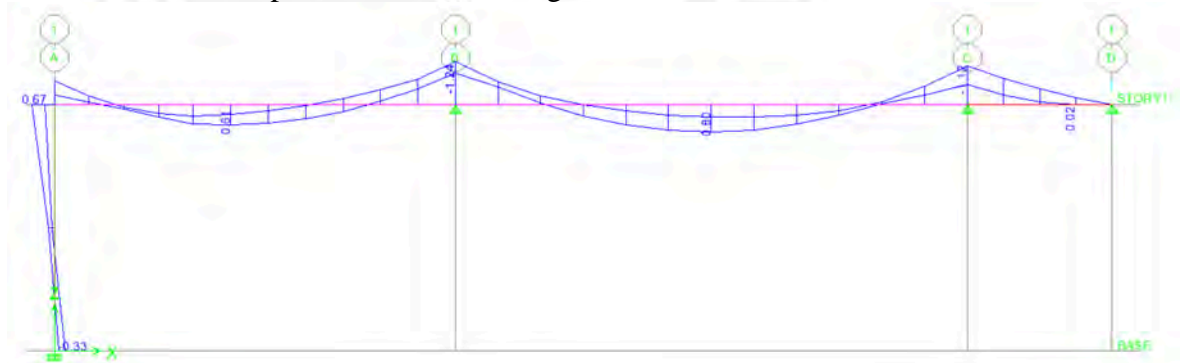


Fig. 6-7 – DMF por Alternancia de Carga Viva

Fuerzas cortantes por alternancia de carga viva:

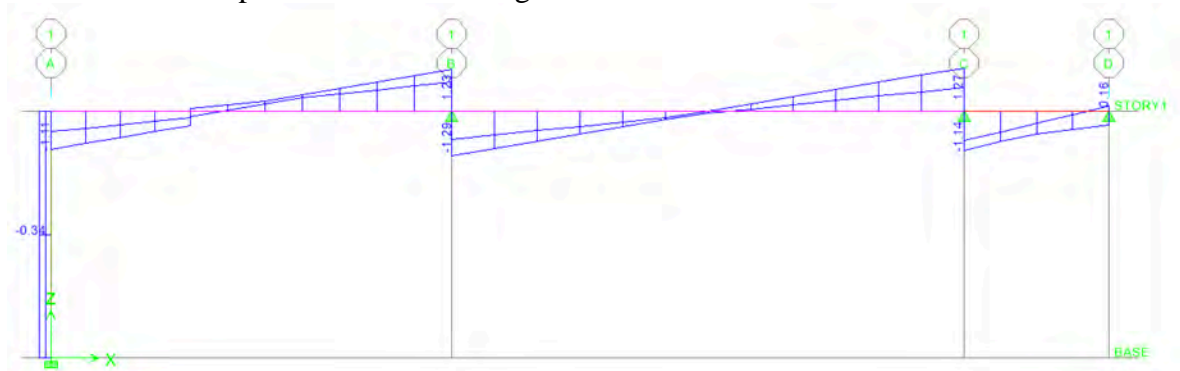


Fig. 6-8 – DFC por Alternancia de Carga Viva

Del diagrama de momento flector anterior, se obtuvo el siguiente diseño por flexión:

Tabla 6-1 – Diseño en Flexión			
Secciones	Mu Tonxm	As cm2	Ø Colocado
1	-0,67	0,844	1Ø1/2"
2	0,61	0,741	1Ø1/2"
3	-1,24	1,634	1Ø1/2"+1Ø3/8"
4	0,8	0,975	1Ø1/2"
5	-1,12	1,461	Ø3/8"@.20

Se tomaron longitudes de corte de acuerdo a las luces libres del paño. Estas fueron del orden de L/5 y L/4 para aceros superiores y de L/7 y L/6 para aceros inferiores.

Del diagrama de fuerza cortante, se obtuvo una cortante máxima de demanda, la cual era de 1.27ton. Para realizar el diseño por corte de la losa aligerada se analizó la resistencia máxima de diseño por corte de la sección de la vigueta y se obtuvo que el  $\phi V_c$  de la sección es de 1.6ton. Por lo que al tener mayor resistencia a corte que lo que las cargas de gravedad demandan, no es necesario el uso de ensanches alternados en este paño de losa aligerada.

En la siguiente figura se puede apreciar el diseño final colocado en su respectivo plano de encofrados:

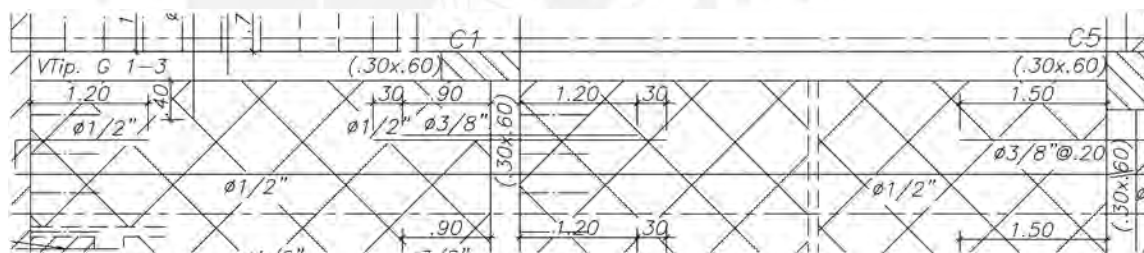


Fig. 6-9 – Diseño Final del Aligerado

## 6.2 Diseño de Losas Macizas:

Para el diseño de las losas macizas se utilizó un diseño distinto al de las losas aligeradas, ya que estas trabajarán en dos direcciones. El método que se utilizó para estos elementos fue el de método de coeficientes, el cual está estipulado en la norma E-060 en el acápite 13.7.

Se presenta el ejemplo de diseño de la presente losa maciza de 20cm de peralte que se encuentra ubicada en el techo del primer sótano. Este paño de losa cuenta con unas luces de 4.7m y 4.75m en los ejes X-X y Y-Y; por lo que cuenta una relación entre luces menor a 2. Esto último corrobora que este paño de losa maciza se comportará en dos direcciones y hace factible el empleo de este método.

A continuación, se presenta un esquema sobre el paño de losa maciza a diseñar, su ubicación en la planta y sus dimensiones:

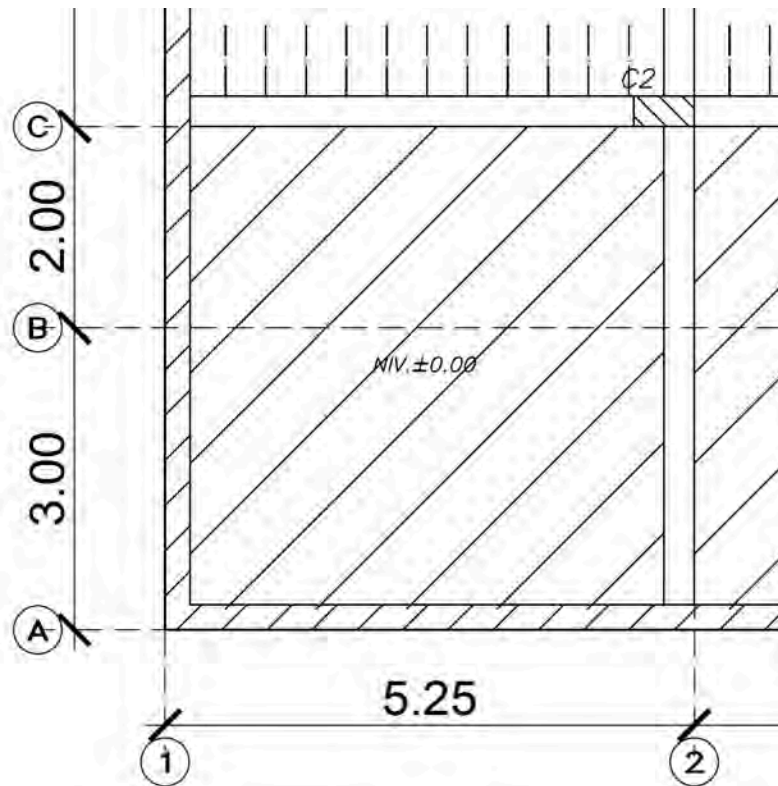


Fig. 6-10 – Esquema del Paño a Diseñar

En este caso, este paño de losa se encuentra en la zona donde, eventualmente durante la etapa de construcción, se ubicarán la grúa, camiones de concreto premezclado, bombas de concreto, etc. Por lo que, de acuerdo a lo definido en el tercer capítulo de la presente tesis, la sobrecarga correspondiente a este paño es de  $0.50 \text{ ton/m}^2$ . Para la carga muerta se trabajará con el peso propio del elemento y el peso del piso terminado. Con ello se obtendrán las siguientes cargas por gravedad de la losa:

$$\begin{aligned}\omega \text{ vivo} &= 0.50 \text{ ton/m}^2 \\ \omega \text{ muerto} &= 0.48 + 0.1 = 0.58 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

Utilizando la combinación de amplificación de cargas que estipula la norma peruana de concreto armado E-060, se obtiene la siguiente carga última:

$$\omega u = 0.48 \times \omega \text{ vivo} + 1.4 \times \omega \text{ muerto} = 1.662 \text{ ton/m}^2$$

Para el método de coeficientes los momentos de flexión de las franjas centrales de la losa están determinadas por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}M_a &= C_a \times \omega u \times A^2 \\ M_b &= C_b \times \omega u \times B^2\end{aligned}$$

Donde A y B son las longitudes de las luces corta y larga respectivamente de la losa. Ca y Cb corresponden a los coeficientes expresados en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 para las direcciones de las luces A y B; de la misma manera para los momentos Ma y Mb respectivamente.

Para este paño de losa se tomará el análisis del caso 2 del diseño por método de coeficientes, dado que se considerará transmisión de momentos a las losas y muros adyacentes. En otras palabras, se asumirá un empotramiento en las cuatro caras del elemento. Con ello se obtuvo los momentos y se realizó el diseño por flexión. Estos resultados se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 6-2 – Diseño por Flexión del Lado Corto			
Lado Corto	Ma	As	Ø Colocado
Mu-i	1,69	2,7	Ø3/8@.20
Mu+	0,85	1,3	Ø3/8@.20
Mu-j	1,69	2,7	Ø3/8@.20

Tabla 6-3 – Diseño por Flexión del Lado Largo			
Lado Largo	Mb	As	Ø Colocado
Mu-i	1,66	2,6	Ø3/8@.20
Mu+	0,83	1,3	Ø3/8@.20
Mu-j	1,66	2,6	Ø3/8@.20

Para las longitudes de corte se tomó el mismo criterio aplicado en las losas aligeradas explicadas anteriormente.

Para el análisis de cortante se halló la fuerza cortante promedio, que estipula la norma, y la cortante máxima por medio de las siguientes ecuaciones:

$$V_{prom} = \omega u \times \left( \frac{A}{2} - 0.17 \right) \times \left( 1 - 0.5 \times \frac{A}{B} \right) = 1.83$$

$$V_{max} = \omega u \times \left( \frac{A}{2} - 0.17 \right) = 3.62$$

$$V_{intermedio} = \frac{V_{prom} + V_{max}}{2} = 2.73$$

Al obtener la resistencia máxima de diseño por corte de la losa ( $\phi V_c$ ), el cual es 11.10ton, con lo que se pudo concluir que la resistencia del elemento es más que suficiente para enfrentar las demandas de cargas por gravedad.





## Capítulo 7: Diseño de Vigas

En este capítulo se presenta el procedimiento realizado para el diseño de las vigas sísmicas. Estas, previamente predimensionadas de acuerdo a su luz en el segundo capítulo del presente trabajo, fueron sometidas a un análisis por cargas de gravedad y por sismo a través del programa de cálculo estructural ETABS 2015. Haciendo uso de las combinaciones definidas al final del quinto capítulo de esta tesis, se construyeron las envolventes necesarias para el cálculo del diseño estructural en concreto armado; para el caso de las fuerzas cortante se dio un factor de amplificación a las fuerzas del sismo igual a 2.5 como indica la norma E.030 en el capítulo 21 para el diseño por capacidad.

A modo ejemplo de diseño se realizará el diseño de la viga V2 G 1-3 ubicado en el techo del segundo piso. En la siguiente figura se detalla la ubicación de la viga mencionada:

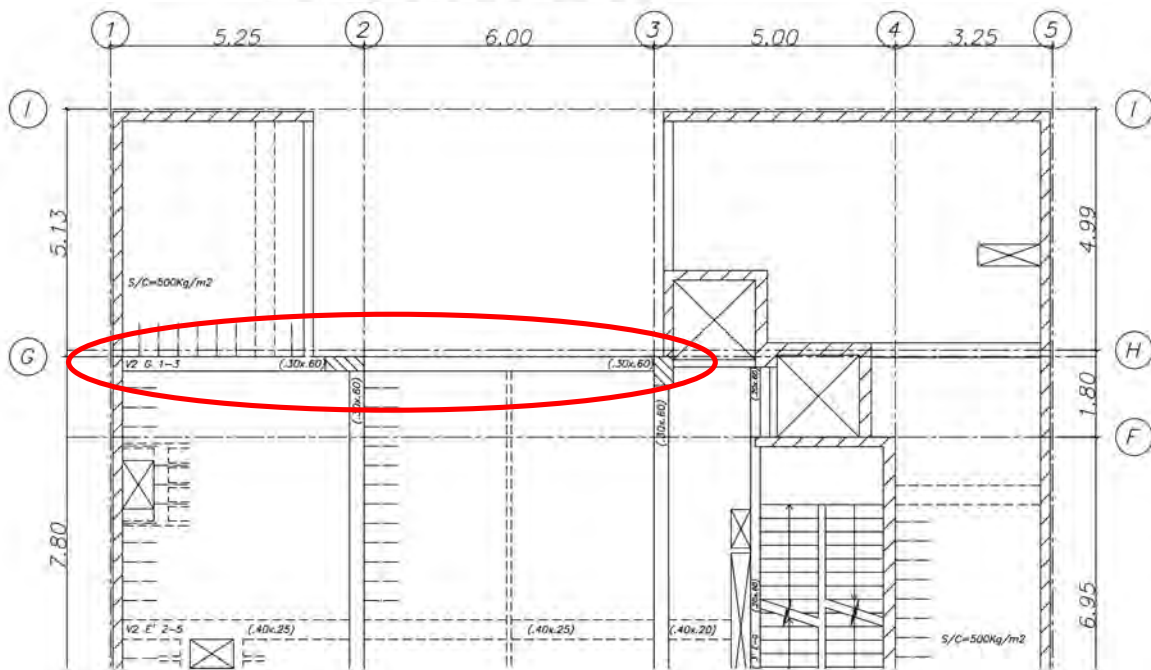


Fig. 7-1 – Ubicación de la Viga “V2 G 1-3”

A continuación, se presentan las envolventes de los diagramas de fuerza cortante y momento flector:

Fuerzas cortantes a las caras de las vigas (ton):

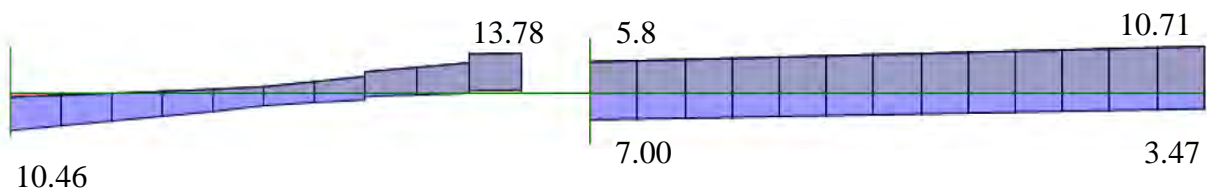


Fig. 7-2 – DFC con Sismo Amplificado de la Viga “V2 G 1-3”

Momentos flectores a las caras de las vigas (ton.m):

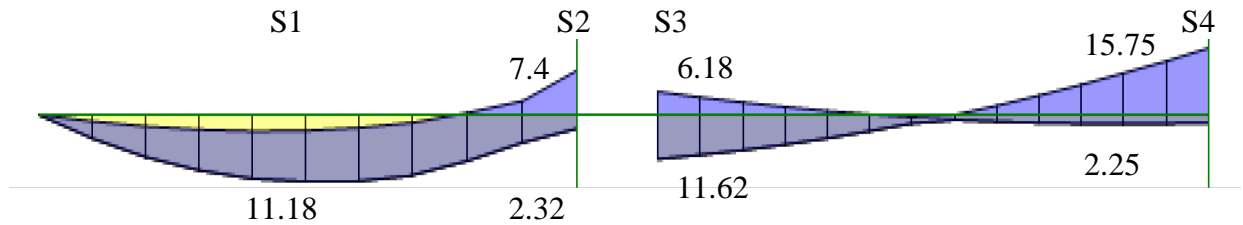


Fig. 7-3 – DMF de la Viga “V2 G 1-3”

En la siguiente tabla se presentan los resultados de los momentos positivos a lo largo de la envolvente y del diseño por flexión:

Tabla 7-1 – Diseño por Flexión - 1					
Secciones	Mu+ Tonxm	As cm2	ØColocado	Déficit	Mn
1	11.18	5.71	2Ø3/4"	-0.60%	12.35
2	2.32	1.15	2Ø3/4"	-	12.35
3	11.62	5.95	2Ø3/4"	-4.75%	12.35
4	2.25	1.11	2Ø3/4"	-	12.35

De la misma manera se presenta los resultados para los momentos negativos de la envolvente:

Tabla 7-2 – Diseño por Flexión - 2				
Secciones	Mu- Tonxm	As cm2	ØColocado	Mn
1	0	0	2Ø3/4"	12.35
2	7.4	3.73	2Ø3/4"	12.35
3	6.18	3.10	2Ø3/4"	12.35
4	15.75	8.21	3Ø3/4"	18.13

Por otro lado, se debe de analizar las fuerzas cortantes en la viga con el fin de asignar una distribución de estribos adecuada para el diseño sismorresistente. Para ello se calcula la suma de la fuerza cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales del diseño por flexión y el cortante isostático producto de las cargas de gravedad amplificadas.

$$\omega u = 1.25 \times (\omega_m + \omega_v) = 1.08 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{ud} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + \frac{\omega u \times l_n}{2} = \frac{12.35 + 18.13}{6} + \frac{1.08 \times 6}{2} = 8.32 \text{ ton}$$

Al ver que esta fuerza cortante hallada es menor que las que se presentan en la envolvente de fuerzas cortantes obtenida de las combinaciones de carga de diseño con valores de sismo amplificadas 2.5 veces, las fuerzas cortantes de diseño pasan a ser las presentadas en la envolvente anterior (Capítulo 21.4.3 de la norma E.060).

Luego utilizando los conceptos de diseño por corte, se halla la resistencia al corte para una sección de 30x60cm con un espaciamiento de estribos de 3/8" por confinamiento de 15 cm. Esta resistencia de diseño resulta ser 28.8ton. De esto se puede concluir que con la distribución de estribos por confinamiento que se estipula en el capítulo 21.4.4.4 de la norma de concreto armado E-060 es suficiente para satisfacer el diseño por capacidad.

A continuación, se presenta el esquema de elevación del diseño final de la viga:

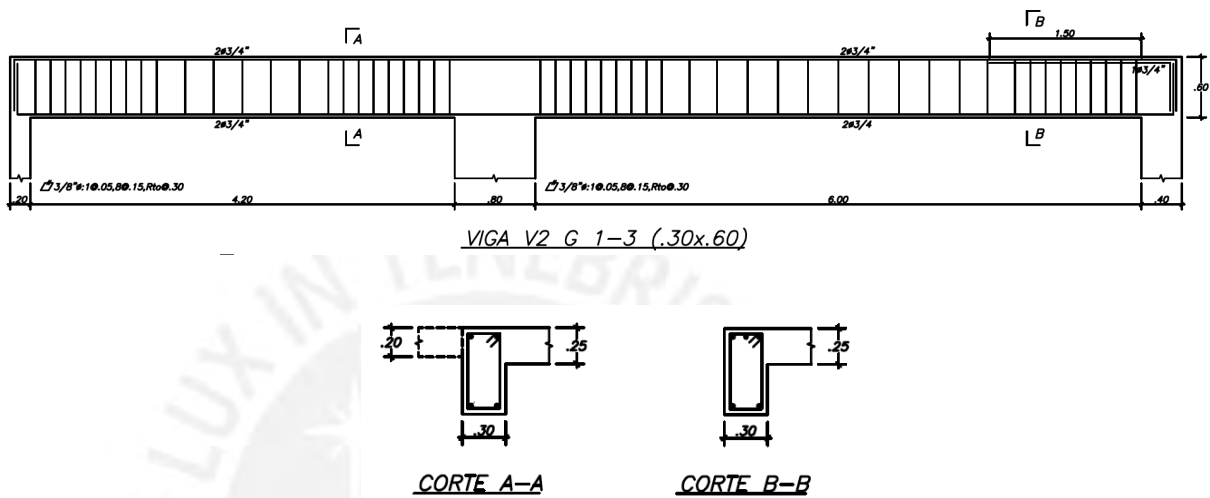


Fig. 7-4 – Diseño Final Viga “V2 G 1-3”

## Capítulo 8: Diseño de Columnas

Para el diseño de las columnas se utilizaron los resultados obtenidos del análisis sísmico y combinaciones de cargas del programa ETABS. Sin embargo, no se utilizarán las envolventes de fuerzas y momentos, dada que para este tipo de elemento estructural se debe de construir el diagrama de interacción y este se debe de comparar para cada combinación de cargas definidas en los capítulos anteriores independientemente. Para estas combinaciones las únicas fuerzas que no se utilizaron del ETABS fueron las fuerzas axiales (P) a lo largo de la altura de cada columna. El siguiente esquema detalla la obtención del cálculo manual de las cargas de gravedad para las dos columnas más esforzadas, en ellos la carga viva se encuentra reducida, como lo estipula la norma E.020, y la carga última corresponde a la primera combinación de cargas de solo gravedad ( $C_u=1.7xCV+1.4xCM$ ):

Metrado de cargas de gravedad de la columna C1:

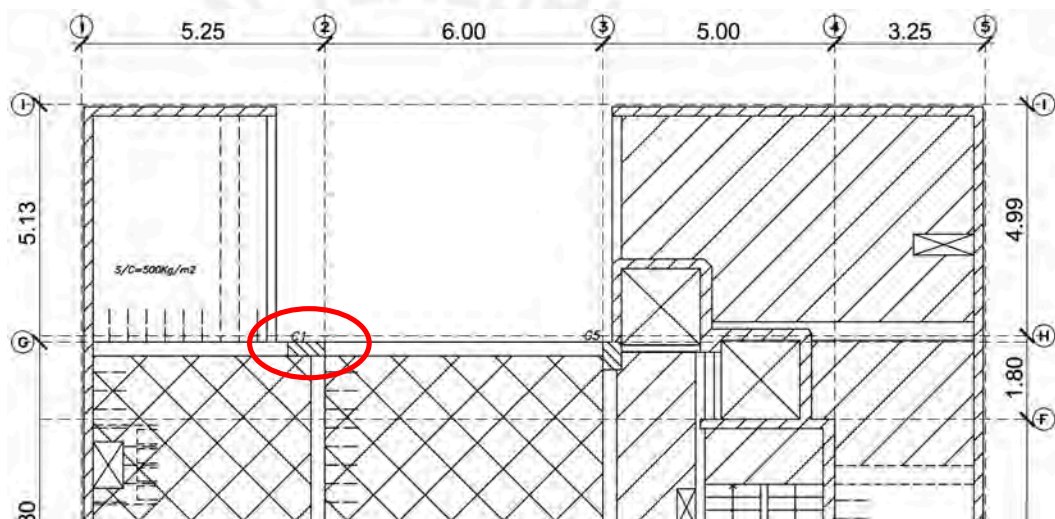


Fig. 8-1 – Ubicación de la Columna “C1”

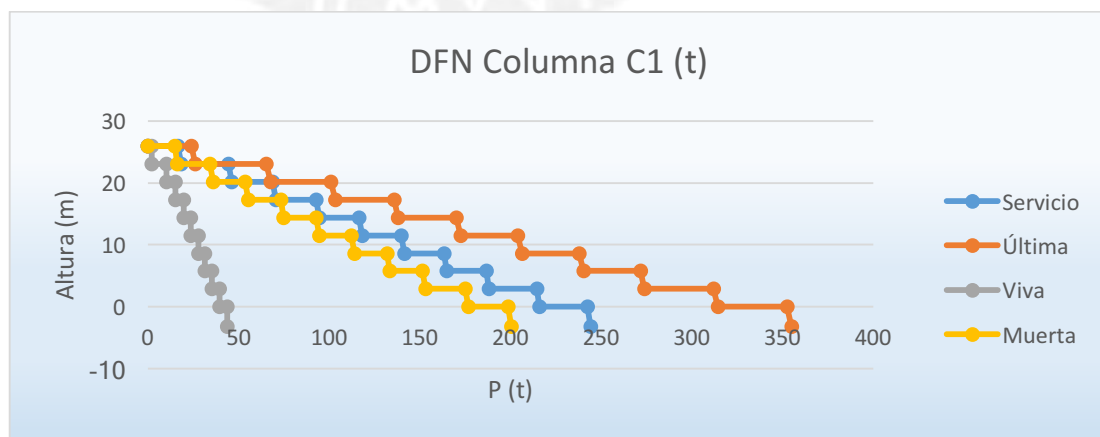


Fig. 8-2 – DFN de la Columna “C1”

La compresión última en el fondo de la columna C1 es 355ton.



Metrado de cargas de gravedad de la columna C4:

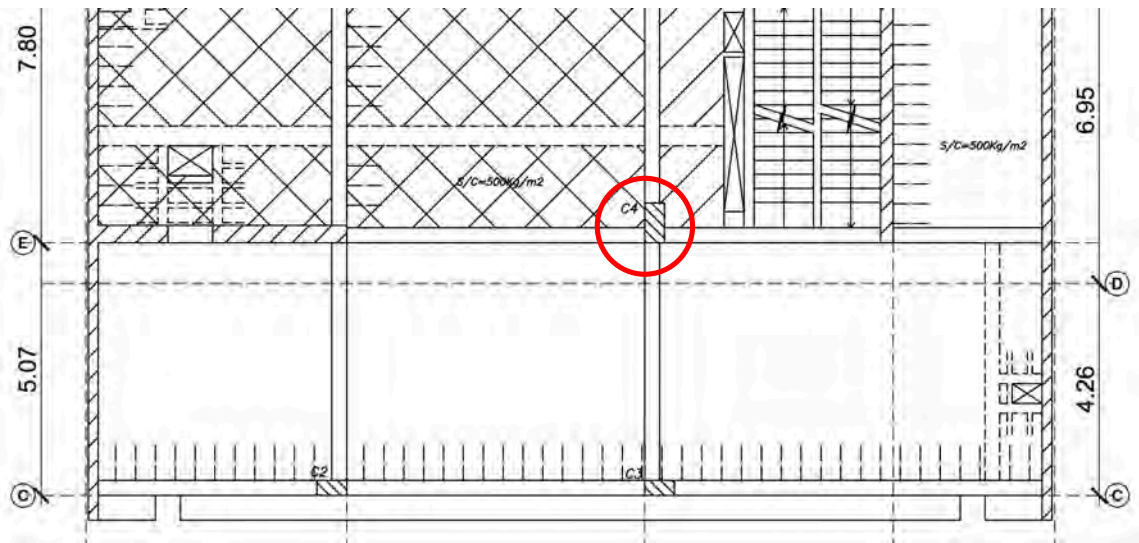


Fig. 8-3 - Ubicación de la Columna "C2"

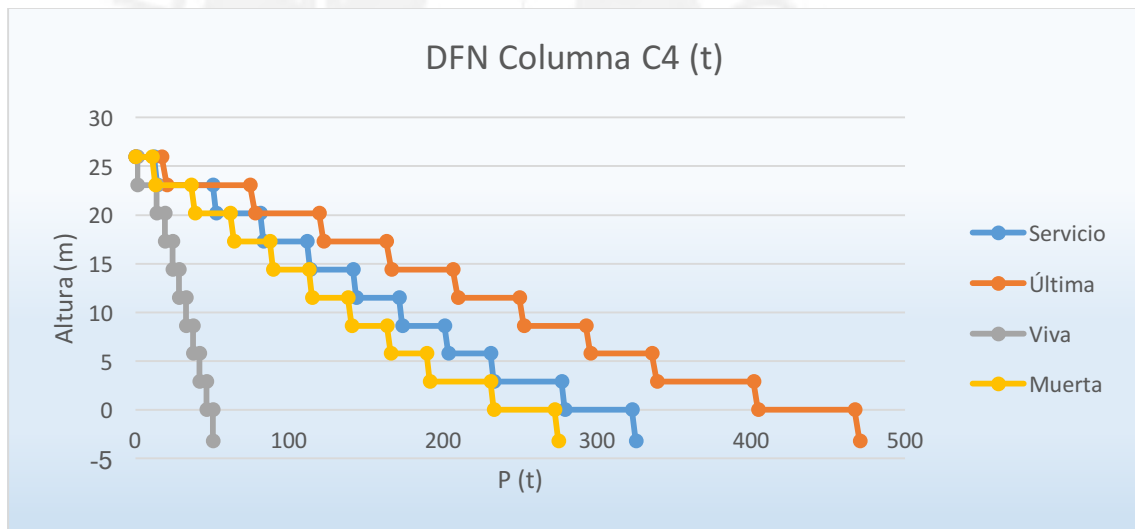


Fig. 8-4 – DFN de la Columna "C1"

La compresión última en el fondo de la columna C4 es 470ton.

Para fines de ejemplo se presentará el procedimiento de diseño de la columna C1. Esta columna cuenta con una sección de 30x80cm teniendo su peralte mayor en la misma dirección del eje X-X. A continuación, se presentará una tabla con los resultados de fuerzas axiales y momento flectores para cada dirección de análisis de acuerdo a lo obtenido detallado por cada piso:

Tabla 8-1 – Cargas en Servicio de la Columna “C1”						
Piso	Caso	P ton	V Sismo Y ton	M Sismo Y ton-m	V Sismo X ton	M Sismo X ton-m
Piso 1	Muerto	-171.78	3.26	3.92	-1.24	-1.35
	Vivo	-58.71	1.73	2.04	-0.55	-0.54
	Sismo X	9.51	0.06	0.08	4.41	8.62
	Sismo Y	3.10	0.43	0.63	0.54	1.03
Piso 2	Muerto	-150.90	4.06	4.28	1.44	1.10
	Vivo	-50.03	1.74	1.94	0.96	0.70
	Sismo X	9.23	0.46	0.42	3.76	5.87
	Sismo Y	2.93	0.29	0.37	0.45	0.72
Piso 3	Muerto	-128.95	4.62	5.33	2.08	2.56
	Vivo	-42.96	1.80	2.06	1.50	1.85
	Sismo X	8.50	0.79	0.89	5.55	7.86
	Sismo Y	2.63	0.32	0.39	0.62	0.88
Piso 4	Muerto	-107.57	4.42	5.04	1.96	2.25
	Vivo	-36.10	1.77	2.02	1.41	1.61
	Sismo X	7.51	0.88	0.99	6.32	8.15
	Sismo Y	2.27	0.33	0.39	0.72	0.95
Piso 5	Muerto	-86.91	4.34	4.96	1.97	2.33
	Vivo	-29.50	1.71	1.96	1.44	1.70
	Sismo X	6.47	0.99	1.12	6.65	7.99
	Sismo Y	1.86	0.32	0.37	0.78	0.96
Piso 6	Muerto	-66.75	4.21	4.82	2.00	2.29
	Vivo	-23.08	1.78	2.00	1.45	1.68
	Sismo X	5.34	1.05	1.20	6.78	7.88
	Sismo Y	1.47	0.30	0.34	0.81	0.97
Piso 7	Muerto	-47.04	4.46	5.00	2.05	2.35
	Vivo	-16.83	1.34	1.67	1.52	1.74
	Sismo X	4.25	1.10	1.26	6.88	7.61
	Sismo Y	1.05	0.28	0.31	0.82	0.95
Piso 8	Muerto	-27.57	2.92	3.78	1.44	1.95
	Vivo	-10.63	3.25	3.11	1.08	1.47
	Sismo X	3.19	1.15	1.31	5.94	6.67
	Sismo Y	0.72	0.20	0.23	1.17	1.18
Azotea	Muerto	-12.85	6.89	6.50	0.73	1.48
	Vivo	-0.91	2.12	3.09	0.63	0.99
	Sismo X	2.19	1.09	1.24	8.45	8.21
	Sismo Y	0.34	0.40	0.52	1.25	1.76

Para el análisis en la dirección X-X de la columna se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 8-2 – Combinaciones de Cargas de Diseño en el eje X-X				
	Piso	C-1X		
	Combinación	P ton	VY ton	MY tn-m
Piso 1	1.4M+1.7V	-340.30	-2.67	-2.81
	1.25(M+V)+S	-278.60	2.17	3.45
	1.25(M+V)-S	-297.63	-6.65	-10.99
	0.9M+S	-145.09	3.30	7.40
	0.9M-S	-164.11	-5.53	-9.84
Piso 2	1.4M+1.7V	-296.32	3.64	2.72
	1.25(M+V)+S	-241.94	6.75	9.03
	1.25(M+V)-S	-260.40	-0.76	-3.63
	0.9M+S	-126.58	5.05	6.85
	0.9M-S	-145.05	-2.46	-4.88
Piso 3	1.4M+1.7V	-253.55	5.47	6.73
	1.25(M+V)+S	-206.38	10.03	12.75
	1.25(M+V)-S	-223.39	-1.06	-2.35
	0.9M+S	-107.55	7.42	10.16
	0.9M-S	-124.56	-3.67	-5.56
Piso 4	1.4M+1.7V	-211.98	5.14	5.88
	1.25(M+V)+S	-172.08	10.53	11.68
	1.25(M+V)-S	-187.11	-2.11	-3.33
	0.9M+S	-89.30	8.09	10.17
	0.9M-S	-104.33	-4.55	-6.13
Piso 5	1.4M+1.7V	-171.83	5.22	6.15
	1.25(M+V)+S	-139.05	10.92	11.61
	1.25(M+V)-S	-151.99	-2.38	-2.95
	0.9M+S	-71.75	8.42	10.09
	0.9M-S	-84.69	-4.87	-5.89
Piso 6	1.4M+1.7V	-132.69	5.27	6.07
	1.25(M+V)+S	-106.95	11.10	11.40
	1.25(M+V)-S	-117.63	-2.47	-2.91
	0.9M+S	-54.73	8.58	9.94
	0.9M-S	-65.42	-4.98	-5.81
Piso 7	1.4M+1.7V	-94.47	5.45	6.26
	1.25(M+V)+S	-75.59	11.34	11.28
	1.25(M+V)-S	-84.09	-2.42	-2.49
	0.9M+S	-38.09	8.72	9.73
	0.9M-S	-46.58	-5.04	-5.49
Piso 8	1.4M+1.7V	-56.67	3.86	5.22
	1.25(M+V)+S	-44.55	9.10	10.83
	1.25(M+V)-S	-50.94	-2.79	-2.41
	0.9M+S	-21.61	7.24	8.43
	0.9M-S	-28.00	-4.65	-4.92
Azotea	1.4M+1.7V	-19.54	2.10	3.75
	1.25(M+V)+S	-15.02	10.15	13.26
	1.25(M+V)-S	-19.39	-6.74	-5.12
	0.9M+S	-9.38	9.11	9.54
	0.9M-S	-13.75	-7.78	-6.88

Para el análisis en la dirección Y-Y de la columna se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 8-3 – Combinaciones de Cargas de Diseño en el eje Y-Y				
	Piso	C-1Y		
	Combinación	P ton	VY ton	MY tn-m
Piso 1	1.4M+1.7V	-340.30	7.51	8.96
	1.25(M+V)+S	-278.60	6.67	8.08
	1.25(M+V)-S	-297.63	5.82	6.83
	0.9M+S	-145.09	3.36	4.16
	0.9M-S	-164.11	2.51	2.90
Piso 2	1.4M+1.7V	-296.32	8.64	9.29
	1.25(M+V)+S	-241.94	7.70	8.19
	1.25(M+V)-S	-260.40	6.79	7.36
	0.9M+S	-126.58	4.11	4.27
	0.9M-S	-145.05	3.20	3.43
Piso 3	1.4M+1.7V	-253.55	9.52	10.96
	1.25(M+V)+S	-206.38	8.81	10.13
	1.25(M+V)-S	-223.39	7.24	8.34
	0.9M+S	-107.55	4.94	5.69
	0.9M-S	-124.56	3.37	3.90
Piso 4	1.4M+1.7V	-211.98	9.20	10.48
	1.25(M+V)+S	-172.08	8.62	9.81
	1.25(M+V)-S	-187.11	6.86	7.83
	0.9M+S	-89.30	4.86	5.53
	0.9M-S	-104.33	3.10	3.54
Piso 5	1.4M+1.7V	-171.83	8.98	10.28
	1.25(M+V)+S	-139.05	8.54	9.77
	1.25(M+V)-S	-151.99	6.57	7.53
	0.9M+S	-71.75	4.89	5.59
	0.9M-S	-84.69	2.92	3.34
Piso 6	1.4M+1.7V	-132.69	8.93	10.15
	1.25(M+V)+S	-106.95	8.55	9.73
	1.25(M+V)-S	-117.63	6.44	7.32
	0.9M+S	-54.73	4.84	5.54
	0.9M-S	-65.42	2.74	3.13
Piso 7	1.4M+1.7V	-94.47	8.53	9.84
	1.25(M+V)+S	-75.59	8.36	9.60
	1.25(M+V)-S	-84.09	6.16	7.08
	0.9M+S	-38.09	5.12	5.76
	0.9M-S	-46.58	2.92	3.25
Piso 8	1.4M+1.7V	-56.67	9.61	10.59
	1.25(M+V)+S	-44.55	8.86	9.93
	1.25(M+V)-S	-50.94	6.56	7.30
	0.9M+S	-21.61	3.78	4.72
	0.9M-S	-28.00	1.48	2.09
Azotea	1.4M+1.7V	-19.54	13.25	14.35
	1.25(M+V)+S	-15.02	12.35	13.22
	1.25(M+V)-S	-19.39	10.17	10.74
	0.9M+S	-9.38	7.29	7.09
	0.9M-S	-13.75	5.11	4.61

Con estos resultados de la tabla anterior se construyeron los siguientes diagramas de interacción analizados en la dirección más desfavorable, Y-Y (80x30cm):

Diagrama de interacción para el sótano 1 y el piso 1:

Cargas (Ton. m)	Pu	Mux	$\phi M_n$ para Pu
ENVE1	355	0.0	0.000
ENVE2	312	9.0	14.9
ENVE3	259	8.1	19.2

$\phi P_n$  máx = 354.758 Ton ( $\alpha \phi P_0$  = Compresión Máxima)  
 $\phi M_n$  máx = 27.2 Ton.m (Momento resistente máximo)  
 $\phi M_n (P=0)$  = 22.0 Ton.m (Momento resistente para P=0)

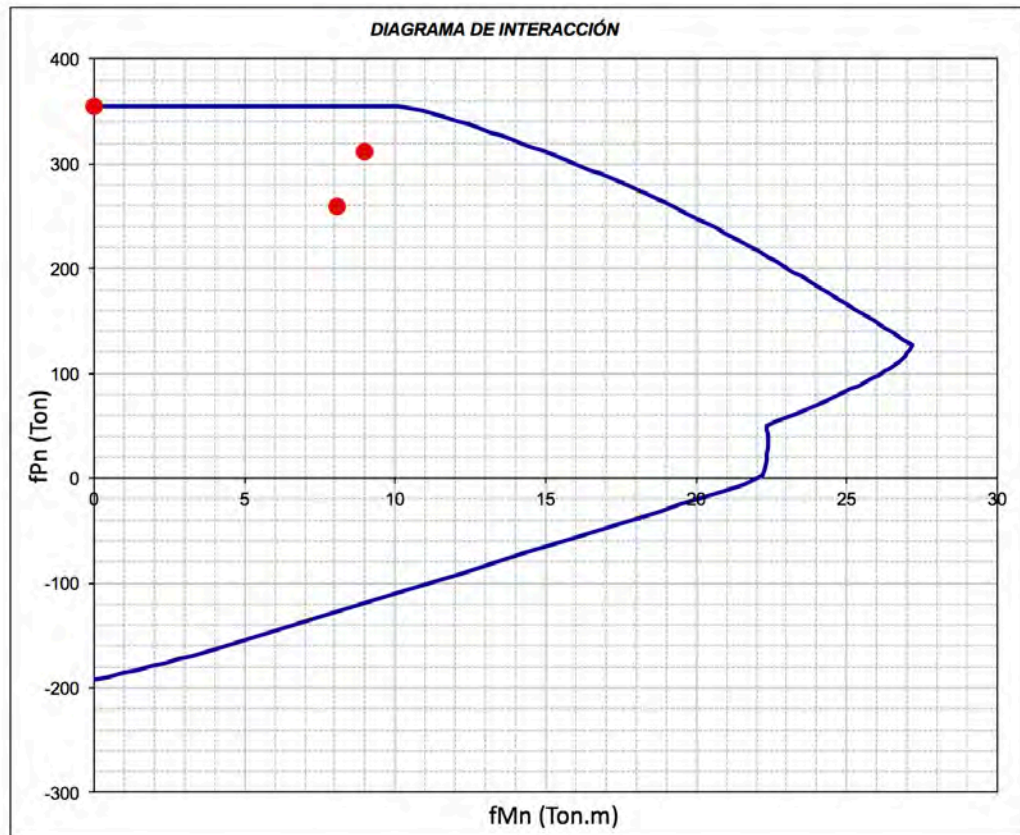
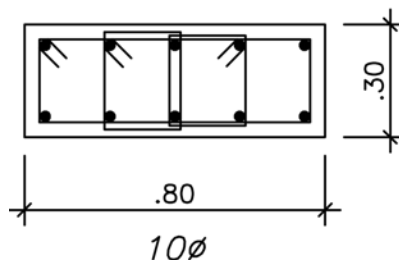


Fig. 8-5 – Diagrama de Iteracción de la Columna “C1” (S1-P1)

En este diseño se consideraron 10 $\phi$ 1” a lo largo del lado mayor de la sección dividido en dos capas obteniendo una cuantía de acero de 2.125%. El resultado, al colocar las combinaciones en el diagrama, es satisfactorio.





Para fines constructivos y económicos el acero de cada columna se irá reduciendo a lo largo de la altura. Para lo que se analizará los diagramas de interacción en los pisos superiores más desfavorables. Este diseño seguirá hasta el segundo piso, ya que las cargas de compresión tienden a bajar considerablemente en los pisos superiores.

Diagrama de interacción para los pisos 2, 3, 4 y 5:

Cargas (Ton. m)	$P_u$	$M_{ux}$	$\phi M_n$ para $P_u$
ENVE1	272	9.3	12.205
ENVE2	238	11.0	14.8
ENVE3	170	10.3	18.4

$\phi P_n$  máx = 303.862 Ton ( $\alpha \phi P_0$  = Compresión Máxima)  
 $\phi M_n$  máx = 20.0 Ton.m (Momento resistente máximo)  
 $\phi M_n$  (P=0) = 12.7 Ton.m (Momento resistente para P=0)

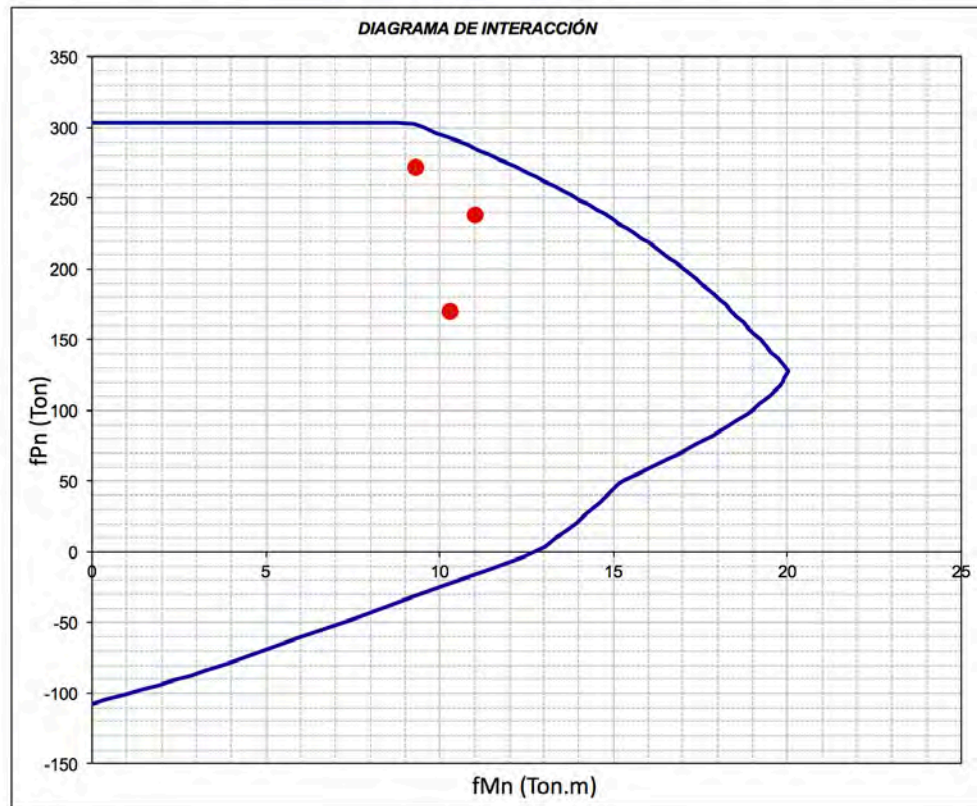


Fig. 8-6 – Diagrama de Interacción de la Columna “C1” (P2-P5)

En este diseño se tomó  $10\phi 3/4$  a lo largo de la sección igualmente repartido en dos capas generando una cuantía de acero de 1.183%. Este diseño igualmente será utilizado para hasta el piso 6.

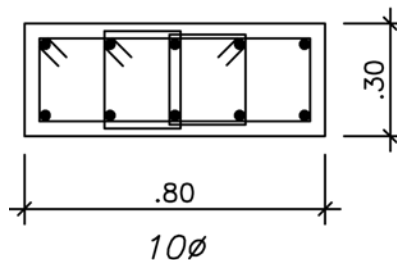


Diagrama de interacción para los pisos 6, 7, 8 y azotea:

Cargas (Ton. m)	$P_u$	$M_{ux}$	$\phi M_n$ para $P_u$
ENVE1	136	10.2	20.417
ENVE2	24	14.4	14.9
ENVE3	19	13.2	14.6

$\phi P_n$  máx = 308.816 Ton ( $\alpha \phi P_0$  = Compresión Máxima)  
 $\phi M_n$  máx = 20.7 Ton.m (Momento resistente máximo)  
 $\phi M_n$  (P=0) = 13.7 Ton.m (Momento resistente para P=0)

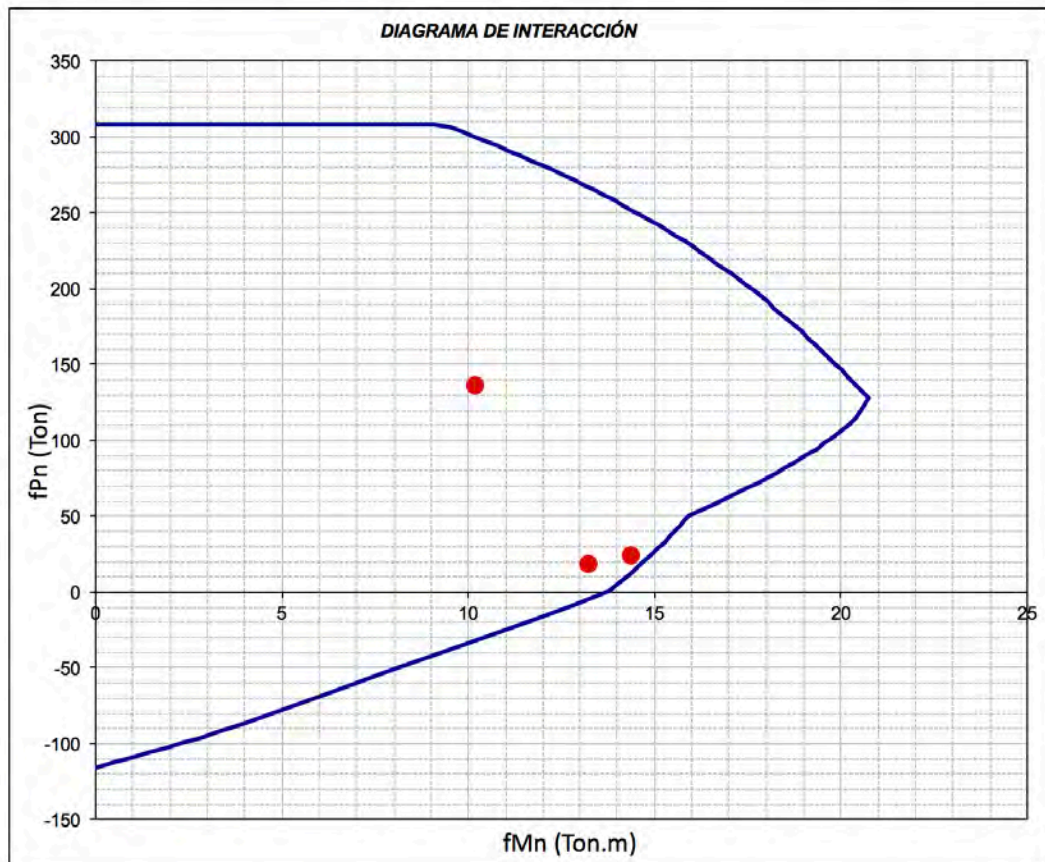
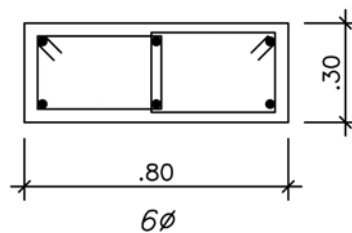


Fig. 8-7 – Diagrama de Interacción de la Columna “C1” (P6-Azotea)

Se puede apreciar que las cargas de la azotea tienden a ser los más desfavorables. Esto se da, ya que a partir del piso 6 la carga axial se reduce considerablemente y empiezan a crecer los momentos flectores. Para la construcción de este diagrama se utilizó un diseño de  $6\phi 1''$  generando una cuantía de acero de 1.275%, el cual va del piso 6 hasta la azotea.



Para el diseño por corte por capacidad se obtuvieron los siguientes resultados de fuerza cortante de diseño, de acuerdo a lo que estipula la norma E.060:

Tomando el momento nominal máximo y la altura libre se obtiene la siguiente fuerza cortante:

$$V_u = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{H_n}$$

C-1 (a)		
$\phi M_n$ MAX	$M_n$ MAX	$H_n$ m
27.2	38.83	2.28

$V_u$ ton (a)
34.06

Tomando las fuerzas cortantes máximas de las cargas muerta, viva y sismo:

$$V_u = 1.25 \times (V_m + V_v) + 2.5 \times (V_s)$$

C-1(b)		
$V_m$ MAX ton	$V_v$ MAX ton	$V_s$ MAX ton
6.89	3.25	8.45

$V_u$ ton (b)
33.79

De estos dos resultados se escoge el menor como la fuerza cortante de diseño y se calcula el espaciamiento mínimo para estribos de 3/8":

$V_{ud}$ ton	$S_d$ cm
33.79	20.1

Con ello, se opta por colocar los estribos por confinamiento:

Espaciamiento por Confinamiento (cm)			
$8\phi_{lm}$	1/2 Base	100mm	$S_o$ (cm)
20	15	10	10

Longitud de Confinamiento (cm)			
$H_n/6$	Peralte	500mm	$L_o$ (cm)
38	80	50	80

Para el caso de esta columna se colocarán estribos de 3/8" cada 20cm fuera del área de confinamiento para que se satisfaga el diseño por capacidad. A continuación, se presenta un esquema del refuerzo transversal de las columnas en donde se puede apreciar con detalle la distribución de los estribos en la zona confinada:

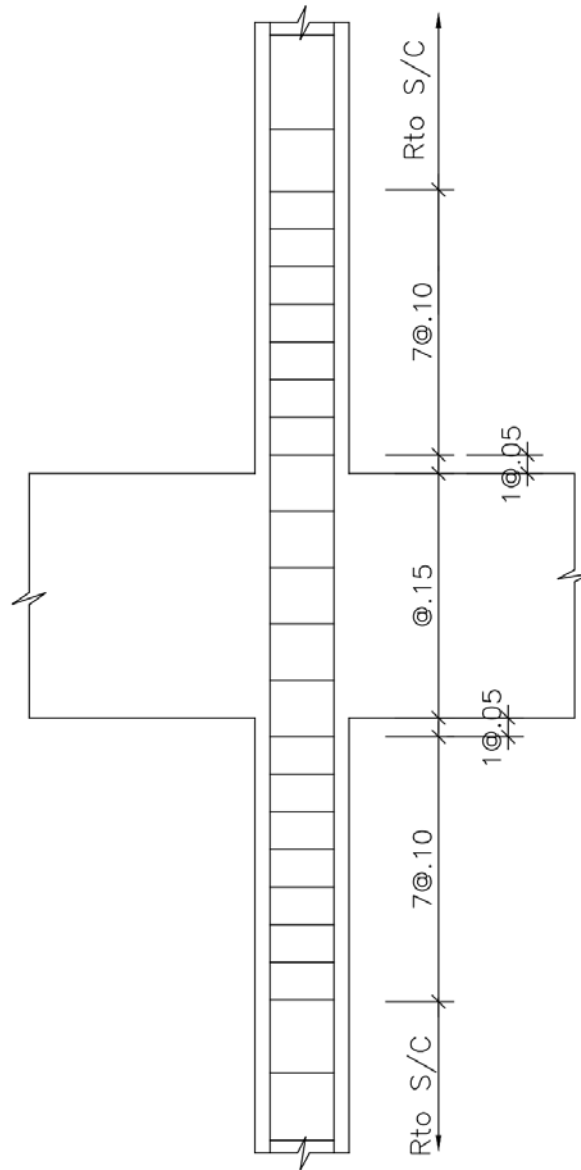


Fig. 8-8 – Detalle de refuerzo Transversal de columnas

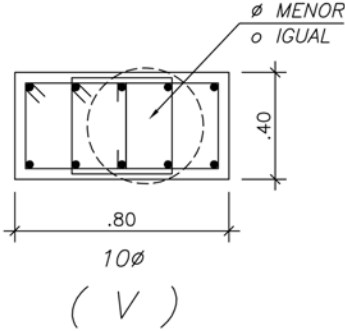
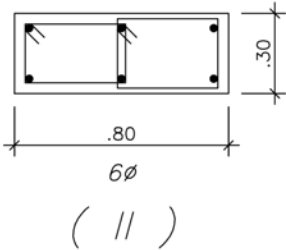
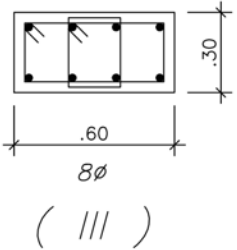
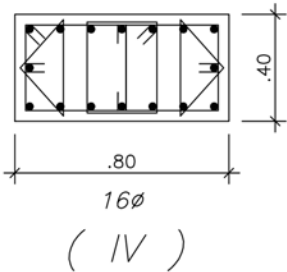
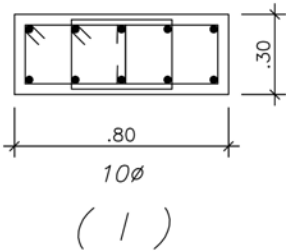
De igual modo se presenta el cuadro de columnas:

<u>CUADRO DE COLUMNAS</u>				
COLUMNA PISO	C1	C2	C3	C4
<u>CISTERNA</u>	—————	—————	.30x.60 8#3/4" 2L3/8"φ.20 ( III )	—————
<u>SOTANO 1</u>	.30x.80 10#1" 2L+13/8"φ :φ.20 ( I )	.30x.60 8#3/4" 2L3/8"φ.20 ( III )	.30x.60 8#3/4" 2L3/8"φ.20 ( III )	.40X.80 16#1" 3L+13/8"φ :φ.20 ( IV )
<u>PISO 1</u>	.30x.80 10#1" 2L+13/8"φ :φ.20 ( I )	.30x.60 8#3/4" 2L3/8"φ.20 ( III )	.30x.60 8#3/4" 2L3/8"φ.20 ( III )	.40X.80 16#1" 3L+13/8"φ :φ.20 ( IV )
<u>PISO 2</u>	.30x.80 10#3/4" 2L+13/8"φ :φ.20 ( I )	.30x.60 8#3/4" 2L3/8"φ.20 ( III )	.30x.60 8#3/4" 2L3/8"φ.20 ( III )	.40X.80 10#1" 2L+13/8"φ :φ.20 ( V )
<u>PISO 3</u>	.30x.80 10#3/4" 2L+13/8"φ :φ.20 ( I )	.30x.60 8#3/4" 2L3/8"φ.20 ( III )	.30x.60 8#3/4" 2L3/8"φ.20 ( III )	.40X.80 10#1" 2L+13/8"φ :φ.20 ( V )
<u>PISO 4</u>	.30x.80 10#3/4" 2L+13/8"φ :φ.20 ( I )	.30x.60 8#3/4" 2L3/8"φ.20 ( III )	.30x.60 8#3/4" 2L3/8"φ.20 ( III )	.40X.80 10#1" 2L+13/8"φ :φ.20 ( V )
<u>PISO 5</u>	.30x.80 10#3/4" 2L+13/8"φ :φ.20 ( I )	.30x.60 8#3/4" 2L3/8"φ.20 ( III )	.30x.60 8#3/4" 2L3/8"φ.20 ( III )	.40X.80 10#1" 2L+13/8"φ :φ.20 ( V )
<u>PISO 6</u>	.30x.80 10#3/4" 2L+13/8"φ :φ.20 ( I )	.30x.60 8#5/8" 2L3/8"φ.20 ( III )	.30x.60 8#5/8" 2L3/8"φ.20 ( III )	.40X.80 6#1"+4#3/4" 2L+13/8"φ :φ.20 ( V )
<u>PISO 7</u>	.30x.80 6#1" 3L3/8"φ.20 ( II )	.30x.60 8#5/8" 2L3/8"φ.20 ( III )	.30x.60 8#5/8" 2L3/8"φ.20 ( III )	.40X.80 6#1"+4#3/4" 2L+13/8"φ :φ.20 ( V )
<u>PISO 8</u>	.30x.80 6#1" 3L3/8"φ.20 ( II )	.30x.60 8#5/8" 2L3/8"φ.20 ( III )	.30x.60 8#5/8" 2L3/8"φ.20 ( III )	.40X.80 6#1"+4#3/4" 2L+13/8"φ :φ.20 ( V )
<u>AZOTEA</u>	.30x.80 6#1" 3L3/8"φ.20 ( II )	—————	—————	.40X.80 6#1"+4#3/4" 2L+13/8"φ :φ.20 ( V )

f'c=210 Kg/cm2



Por último, se presentan en la siguiente figura las cabezas utilizadas en las columnas:



## Capítulo 9: Diseño de Placas

En este capítulo, se desarrollarán los criterios y procedimientos empleados para el diseño de los muros de corte o placas de concreto armado, los cuales llevan la mayor cantidad de la fuerza cortante basal por su rigidez y predominio en el sistema estructural del edificio a diseñar. Debido a las características de este elemento estructural, en los diseños se emplearon los requerimientos estipulados en los capítulos 11 y 21 de la norma de concreto armado E-060 para el diseño por flexocompresión y corte respectivamente.

Se tomará la placa P-2 como ejemplo para mostrar y explicar las distintas etapas de diseño realizadas en todas las placas de concreto armado. Esta placa se presenta a continuación en la siguiente figura:

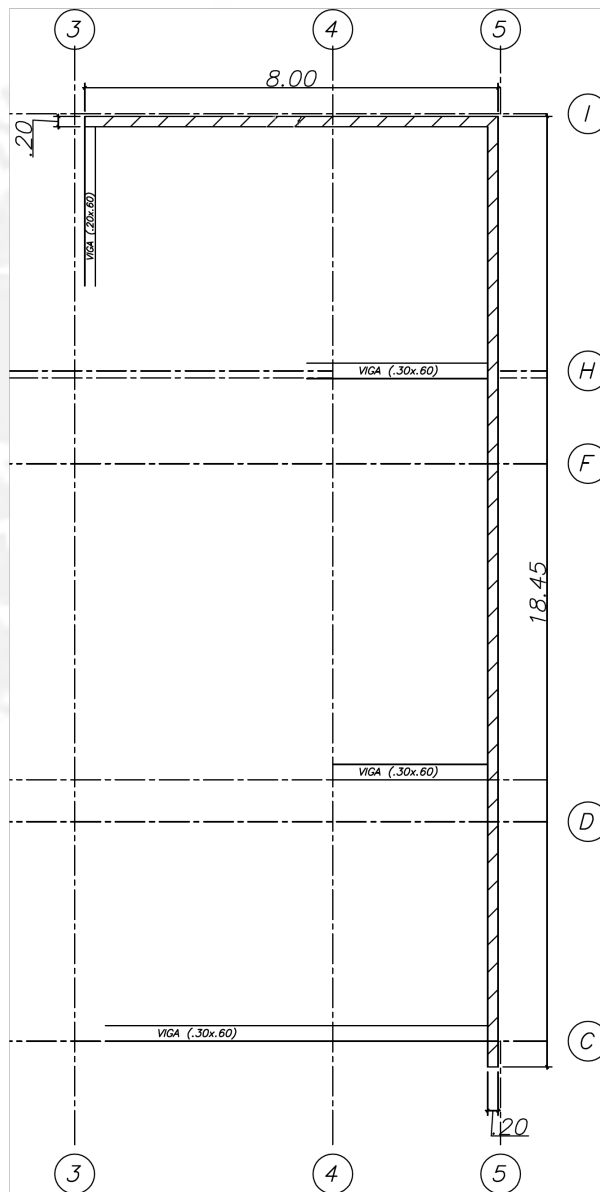


Fig. 9-1 – Esquema de la Placa P-2

Primero se procedió a realizar el diseño local de los núcleos que van en donde se apoyan las vigas. Estos se diseñarán por compresión y netamente por cargas de gravedad. Con ello se asegurará una adecuada transmisión de las cargas de compresión por partes de estas vigas indicadas en la siguiente figura:

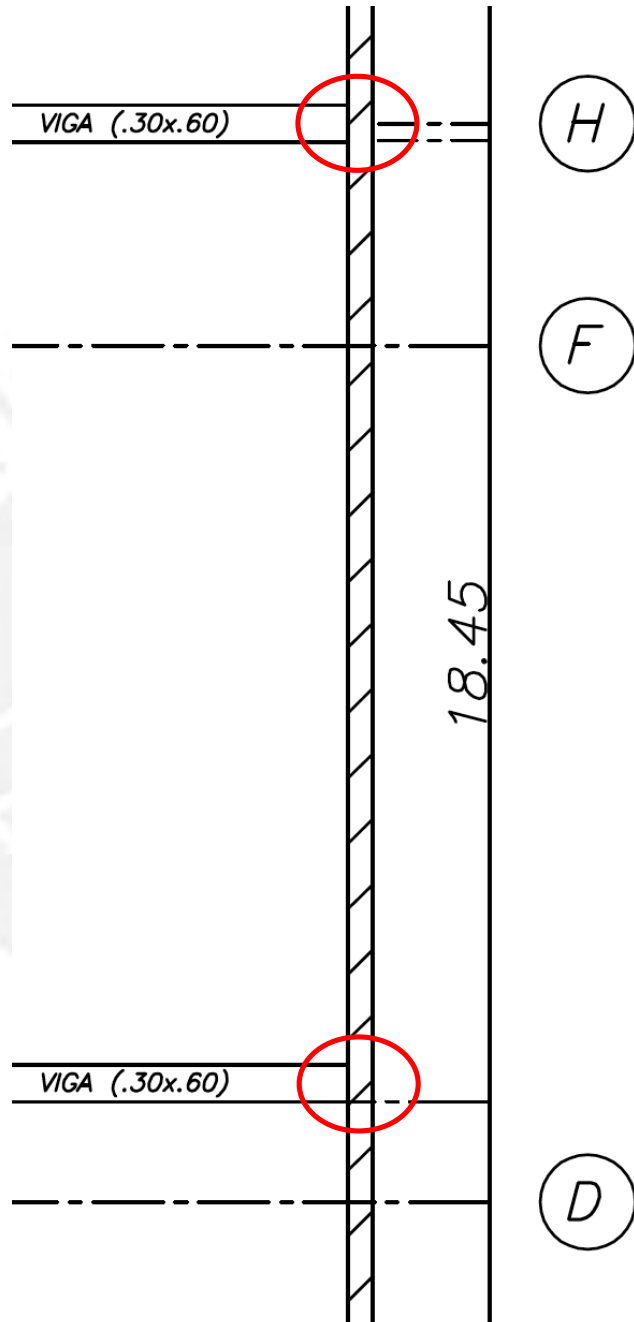


Fig. 9-2 – Ubicación de Núcleos a Diseñar Localmente

De acuerdo a la figura los núcleos se ubicarán en los ejes E y H.

Para el diseño se realizaron metrados convencionales, considerando la reducción de carga viva para cada núcleo:

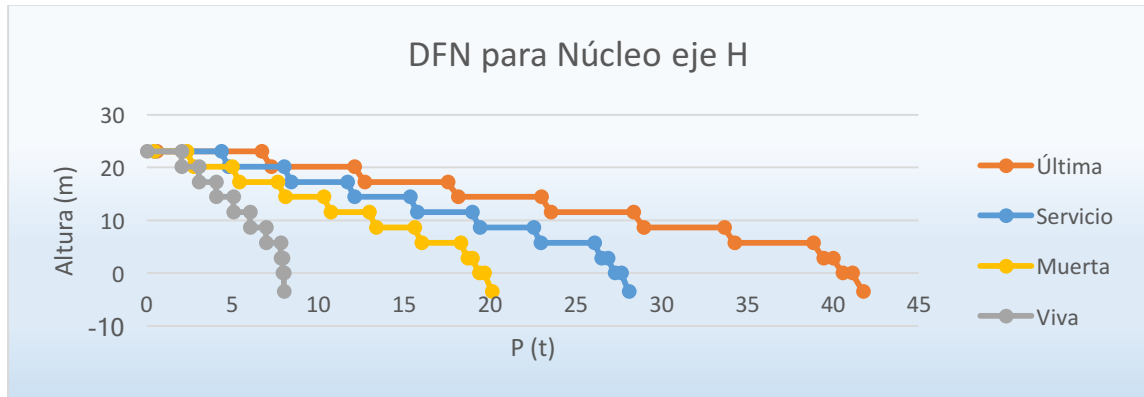


Fig. 9-3 – DFN del Núcleo del eje H

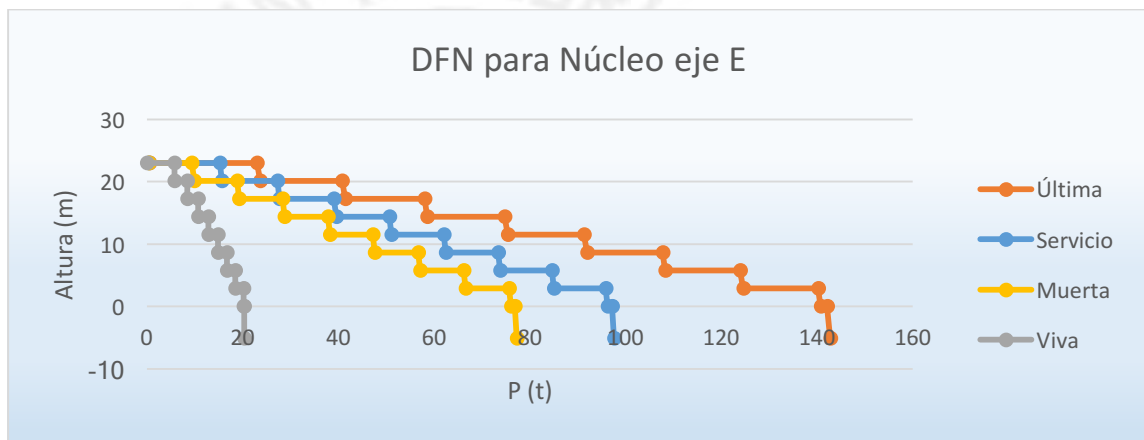


Fig. 9-4 – DFN del Núcleo del eje E

Con ello se procedió a realizar los diseños locales expresados en las siguientes tablas:

Tabla 9-1 – Diseño por Compresión del Núcleo eje H					
Piso	Pu ton	Dim (mxm)	Ø Colocado	$\rho$	ØPn ton
Sótano 1	42	.30x.20	6Ø5/8"	2.00%	87
Piso 4	28	.30x.20	6Ø1/2"	1.29%	77
Piso 7	12	.30x.20	6Ø1/2"	1.29%	77

Tabla 9-2 – Diseño por Compresión del Núcleo eje E					
Piso	Pu ton	Dim (mxm)	Ø Colocado	$\rho$	ØPn ton
Sótano 1	143	.50x.20	10Ø5/8"	2.00%	145
Piso 4	91	.30x.20	2Ø3/4"+4Ø5/8"	2.28%	91
Piso 7	41	.30x.20	6Ø1/2"	1.29%	77

Luego como se puede apreciar, la placa P-2 cuenta con una sección en “L” de espesor de 20 cm y con longitudes de 8m y 18.45m respectivamente para los ejes X-X y Y-Y. Este muro de corte cubre todo el lado derecho y esquina superior derecha de las plantas de los pisos 1 al 8. Por lo que se estima que este elemento estructural llevará importantes solicitaciones por gravedad y sismo para el correcto comportamiento estructural del edificio.

De igual forma que en las columnas, se realizó un metrado convencional con el fin de obtener las fuerzas axiales por cargas de gravedad viva y muerta. Estos resultados se presentan a manera de diagrama de fuerzas normales de la placa a lo largo de toda su altura en la siguiente gráfica:

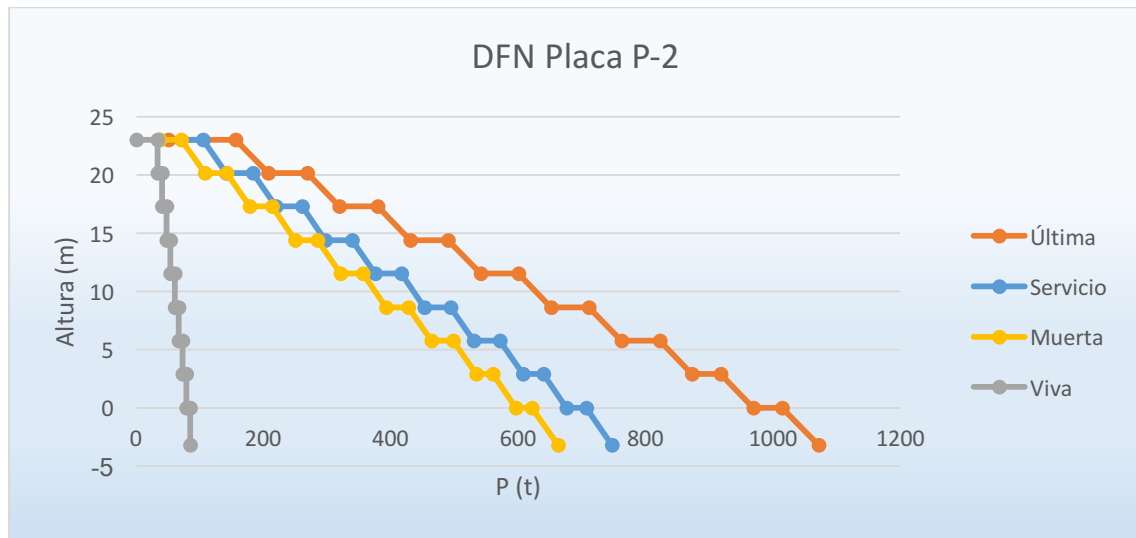


Fig. 9-5 – DFN de la Placa “P2”

Estas fuerzas axiales resultaron ser aproximadamente un 5% mayores que las fuerzas obtenidas del análisis sísmico en el programa computacional ETABS.

Por esta razón se decidió utilizar los resultados del metrado convencional para realizar el diseño de los muros de corte. Para el caso de las fuerzas axiales producidas por el sismo, los momentos flectores y las fuerzas cortantes se utilizaron únicamente los resultados del análisis de la estructura del edificio sometida a cargas de gravedad y sismo realizado en ETABS.

A partir de las cargas obtenidas, se procedió a obtener las combinaciones de cargas definidas de acuerdo los lineamientos de los requisitos generales de resistencia que estipula el capítulo 9 de la norma peruana de concreto armado E-060. En el siguiente cuadro, se presentan los resultados finales para cada piso de la placa P-2, las cuales se utilizaron para el desarrollo del diseño por flexocompresión y corte:



Tabla 9-3 – Cargas en servicio de la Placa P-2						
Piso	Caso	P ton	V Sismo X ton	M Sismo X ton-m	V Sismo Y ton	M Sismo Y ton-m
PISO 1	Muerto	-572.25	-10.64	-106.32	2.54	-254.54
	Vivo	-130.08	-4.54	-85.66	0.43	-125.14
	Sismo X	47.09	137.96	2305.32	135.40	2543.69
	Sismo Y	5.75	28.78	623.41	191.92	3507.38
PISO 2	Muerto	-516.74	-1.64	-117.52	8.22	-170.92
	Vivo	-124.10	-2.88	-87.07	2.50	-100.15
	Sismo X	45.45	143.07	1935.31	136.73	2163.08
	Sismo Y	5.52	36.10	546.07	188.26	2962.35
PISO 3	Muerto	-442.48	-7.02	-108.05	9.27	-138.74
	Vivo	-109.95	-3.48	-74.12	1.69	-81.79
	Sismo X	40.98	142.79	1543.85	155.01	1796.67
	Sismo Y	4.99	32.06	444.15	185.76	2426.77
PISO 4	Muerto	-367.76	-4.56	-82.86	7.98	-107.65
	Vivo	-95.57	-2.54	-59.30	1.01	-60.18
	Sismo X	34.81	136.73	1156.05	157.63	1386.66
	Sismo Y	4.25	32.60	352.12	172.30	1896.70
PISO 5	Muerto	-293.05	-4.02	-65.05	9.47	-73.20
	Vivo	-81.22	-2.45	-47.34	0.91	-36.79
	Sismo X	28.24	113.13	786.60	135.71	969.73
	Sismo Y	3.47	29.27	258.50	156.04	1403.81
PISO 6	Muerto	-218.01	-3.95	-48.69	11.15	-41.65
	Vivo	-66.70	-2.51	-35.55	1.64	-12.49
	Sismo X	20.95	88.04	481.81	110.78	613.23
	Sismo Y	2.60	25.00	175.68	134.32	956.76
PISO 7	Muerto	-143.08	-2.86	-32.86	13.46	-15.88
	Vivo	-52.27	-2.23	-23.75	1.50	9.45
	Sismo X	13.89	56.70	246.44	81.89	321.73
	Sismo Y	1.76	20.18	105.08	107.66	571.06
PISO 8	Muerto	-67.70	-7.22	-19.94	19.76	5.22
	Vivo	-37.58	-5.43	-12.57	5.89	32.34
	Sismo X	6.37	31.02	88.26	41.76	113.31
	Sismo Y	0.86	15.67	47.30	89.85	261.99

Al tener la placa una sección en “L” con longitudes muy grandes, se realizó un diseño para cada tramo. Para cada caso del análisis del diseño en cada tramo, se consideró un ala igual al menor valor entre a mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y un décimo de la altura total de la placa medida desde el nivel  $\pm 0.00$ , con el fin de asimilar el aporte del tramo perpendicular al eje de análisis; este valor resultó ser 2.30m.

Para el tramo X-X de la placa, las combinaciones de cargas de diseño fueron las siguientes:

Tabla 9.4 – Combinaciones de Cargas de Diseño para el tramo X-X				
Piso		P-2X		
	Combinación	P	VX	MX
Piso 1	1.4M+1.7V	322.22	-22.60	-294.48
	1.25(M+V)+S	298.63	118.99	2065.33
	1.25(M+V)-S	262.33	-156.93	-2545.30
	0.9M+S	195.85	128.39	2209.62
	0.9M-S	159.54	-147.53	-2401.01
Piso 2	1.4M+1.7V	279.09	-7.19	-312.54
	1.25(M+V)+S	260.34	137.42	1679.58
	1.25(M+V)-S	225.29	-148.72	-2191.04
	0.9M+S	170.94	141.59	1829.54
	0.9M-S	135.89	-144.55	-2041.07
Piso 3	1.4M+1.7V	241.32	-15.74	-277.28
	1.25(M+V)+S	225.47	129.66	1316.13
	1.25(M+V)-S	193.87	-155.91	-1771.56
	0.9M+S	147.30	136.47	1446.60
	0.9M-S	115.70	-149.10	-1641.09
Piso 4	1.4M+1.7V	203.39	-10.70	-216.82
	1.25(M+V)+S	189.83	127.85	978.35
	1.25(M+V)-S	162.99	-145.61	-1333.76
	0.9M+S	123.00	132.63	1081.48
	0.9M-S	96.17	-140.83	-1230.63
Piso5	1.4M+1.7V	165.25	-9.79	-171.55
	1.25(M+V)+S	153.88	105.04	646.11
	1.25(M+V)-S	132.11	-121.21	-927.08
	0.9M+S	98.55	109.51	728.05
	0.9M-S	76.78	-116.74	-845.15
Piso 6	1.4M+1.7V	126.82	-9.80	-128.59
	1.25(M+V)+S	117.44	79.97	376.52
	1.25(M+V)-S	101.29	-96.12	-587.11
	0.9M+S	73.82	84.49	437.99
	0.9M-S	57.67	-91.59	-525.63
Piso 7	1.4M+1.7V	87.97	-7.80	-86.38
	1.25(M+V)+S	80.78	50.33	175.68
	1.25(M+V)-S	70.07	-63.07	-317.20
	0.9M+S	49.19	54.12	216.86
	0.9M-S	38.48	-59.28	-276.01
Piso 8	1.4M+1.7V	48.42	-19.34	-49.28
	1.25(M+V)+S	43.43	15.21	47.63
	1.25(M+V)-S	38.52	-46.83	-128.89
	0.9M+S	24.37	24.52	70.32
	0.9M-S	19.46	-37.52	-106.20

Para el tramo Y-Y de la placa, las combinaciones de cargas de diseño fueron las siguientes:

Tabla 9.5 – Combinaciones de Cargas de Diseño para el tramo Y-Y				
Piso		P-2Y		
	Combinación	P	VY	MY
Piso 1	1.4M+1.7V	655.31	4.28	-569.10
	1.25(M+V)+S	607.61	195.62	3032.77
	1.25(M+V)-S	533.75	-188.21	-3981.99
	0.9M+S	399.38	194.20	3278.29
	0.9M-S	325.52	-189.63	-3736.47
Piso 2	1.4M+1.7V	582.92	15.75	-409.54
	1.25(M+V)+S	542.81	201.66	2623.52
	1.25(M+V)-S	471.51	-174.86	-3301.19
	0.9M+S	356.09	195.66	2808.53
	0.9M-S	284.79	-180.86	-3116.18
Piso 3	1.4M+1.7V	504.67	15.86	-333.28
	1.25(M+V)+S	470.55	199.46	2151.11
	1.25(M+V)-S	406.26	-172.05	-2702.43
	0.9M+S	306.81	194.10	2301.91
	0.9M-S	242.52	-177.41	-2551.64
Piso 4	1.4M+1.7V	426.42	12.89	-253.00
	1.25(M+V)+S	396.94	183.54	1686.92
	1.25(M+V)-S	342.34	-161.07	-2106.48
	0.9M+S	256.19	179.49	1799.82
	0.9M-S	201.58	-165.12	-1993.58
Piso 5	1.4M+1.7V	348.13	14.80	-165.02
	1.25(M+V)+S	323.00	169.01	1266.33
	1.25(M+V)-S	278.71	-143.07	-1541.30
	0.9M+S	205.26	164.56	1337.93
	0.9M-S	160.96	-147.52	-1469.69
Piso 6	1.4M+1.7V	269.42	18.40	-79.54
	1.25(M+V)+S	248.19	150.31	889.09
	1.25(M+V)-S	215.33	-118.33	-1024.43
	0.9M+S	153.76	144.36	919.28
	0.9M-S	120.90	-124.29	-994.24
Piso 7	1.4M+1.7V	190.09	21.39	-6.16
	1.25(M+V)+S	173.11	126.36	563.03
	1.25(M+V)-S	151.32	-88.97	-579.09
	0.9M+S	102.45	119.78	556.77
	0.9M-S	80.66	-95.55	-585.35
Piso 8	1.4M+1.7V	109.73	37.68	62.28
	1.25(M+V)+S	96.91	121.91	308.93
	1.25(M+V)-S	86.91	-57.79	-215.04
	0.9M+S	50.78	107.63	266.68
	0.9M-S	40.78	-72.07	-257.29

Primero se realizó el diseño del tramo en el eje X-X. Para el primer piso de la placa se consideró una cuantía de acero distribuido de 0.0028 correspondiente a  $\phi 3/8'' @ 0.25m$ , un núcleo confinado de 1.20m con  $12 \phi 1''$ , en el extremo izquierdo, y otro núcleo confinado en L de 0.60m x 0.60m, en el otro extremo, con  $12 \phi$  de  $3/4''$ .

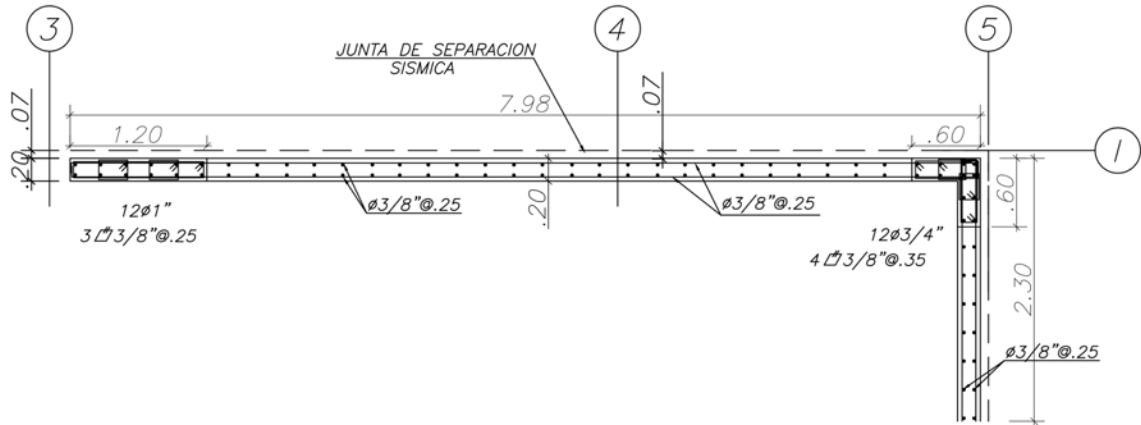


Fig. 9-6 – Detalle de la sección del Tramo X-X Idealizado

Por lo que se obtuvo el siguiente diagrama de interacción correspondiente a las solicitaciones del primer piso:

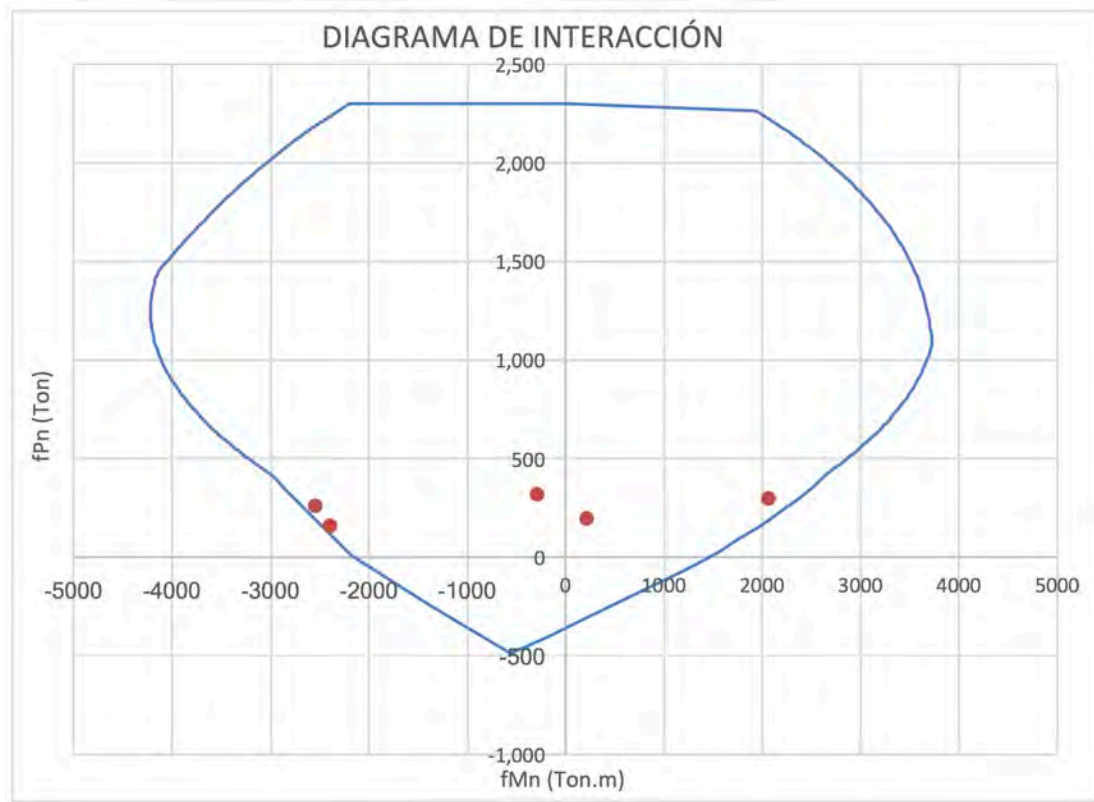


Fig. 9-7 – Diagrama de Interacción de P-2X del P1

Luego de comprobar que los puntos de las solicitaciones de las cargas de gravedad y sismo se encuentren dentro del diagrama de interacción, se realizó el diseño de corte por capacidad. Para ello se obtuvo primero la fuerza cortante de diseño, el cual garantice una falla dúctil en el posible caso en el que el edificio sea sometido al régimen inelástico durante algún sismo. Por lo que se obtuvo una relación entre el momento último crítico y el momento nominal correspondiente a la compresión que demanda la combinación crítica escogida, los cuales son en Ton.m:

Mu ton-m	Mn ton-m	Mn/Mu
2545	3461	1.36

Esta relación obtenida se multiplicó por la fuerza cortante última actuante de la misma combinación elegida y se obtuvo la siguiente cortante última de diseño en Ton:

Vua ton	Vu ton
157	213

Con esta fuerza cortante última de diseño obtenida se puede afirmar que la cuantía mínima de refuerzo es 0.0025, a través de comparar esta cortante con la siguiente expresión que estipula la norma:

$$V_u \geq 0.271 \times \sqrt{f'_c} \times Acw = 63ton$$

Donde Acw viene a ser el área del alma de la sección de la placa en la dirección X-X, dado que se asume que es la única parte de la sección en "L" de la placa P-2 encargada en recibir las fuerzas cortantes en la dirección del eje X-X.

Al ser la cortante última mayor que 63ton, el capítulo 11 de la norma E-060 obliga a utilizar 0.0025 como cuantía mínima para el refuerzo horizontal y vertical del muro a diseñar.

Con estos requerimientos ya de finidos, se procedió a realizar al diseño por corte. Para ello se escogió una cuantía de acero que satisfaga la demanda de diseño, con el fin de evitar una posible falla frágil del elemento. Calculando la resistencia de corte del concreto y escogiendo la cuantía de acero suficiente para obtener una resistencia de corte total reducida mayor que la fuerza cortante de diseño como se muestra a continuación:

$$\phi V_c = 0.85 \times \alpha \times 31.9 \times \sqrt{f'_c} \times Acw$$

$$V_s = Acw \times \rho_h \times F_y$$

$$\phi V_n = \phi V_c + 0.85 \times V_s$$



En el siguiente cuadro de pueden apreciar los resultados del diseño de corte por capacidad:

$\phi V_c$ ton	$\rho_h$	$V_s$ ton	$\phi V_n$ ton
106	0.0028	190	267

Esta cuantía obtenida es la mínima que se debe de colocar para cumplir con el diseño por capacidad escogiendo dos mallas de  $\phi 3/8'' @ 0.25m$  como refuerzo horizontal. Con ello se termina con el diseño para este tramo de la placa P-2.

Para el tramo en dirección Y-Y se realizó el mismo procedimiento. Se tomó un ala de 2.30m para considerar los efectos del tramo perpendicular al eje del análisis del diseño. En este tramo se consideró una cuantía de acero distribuido de 0.0028, lo que resulta en  $\phi 3/8'' @ 0.25''$ . Del mismo modo, se tomaron dos núcleos confinados en cada extremo, uno de  $12'' \times 5/8''$  y el otro de  $12\phi 3/4''$ , el cual viene a ser el mismo núcleo compartido con el otro tramo en el eje X-X.

Con este diseño se obtuvo el siguiente diagrama de interacción en el eje Y-Y

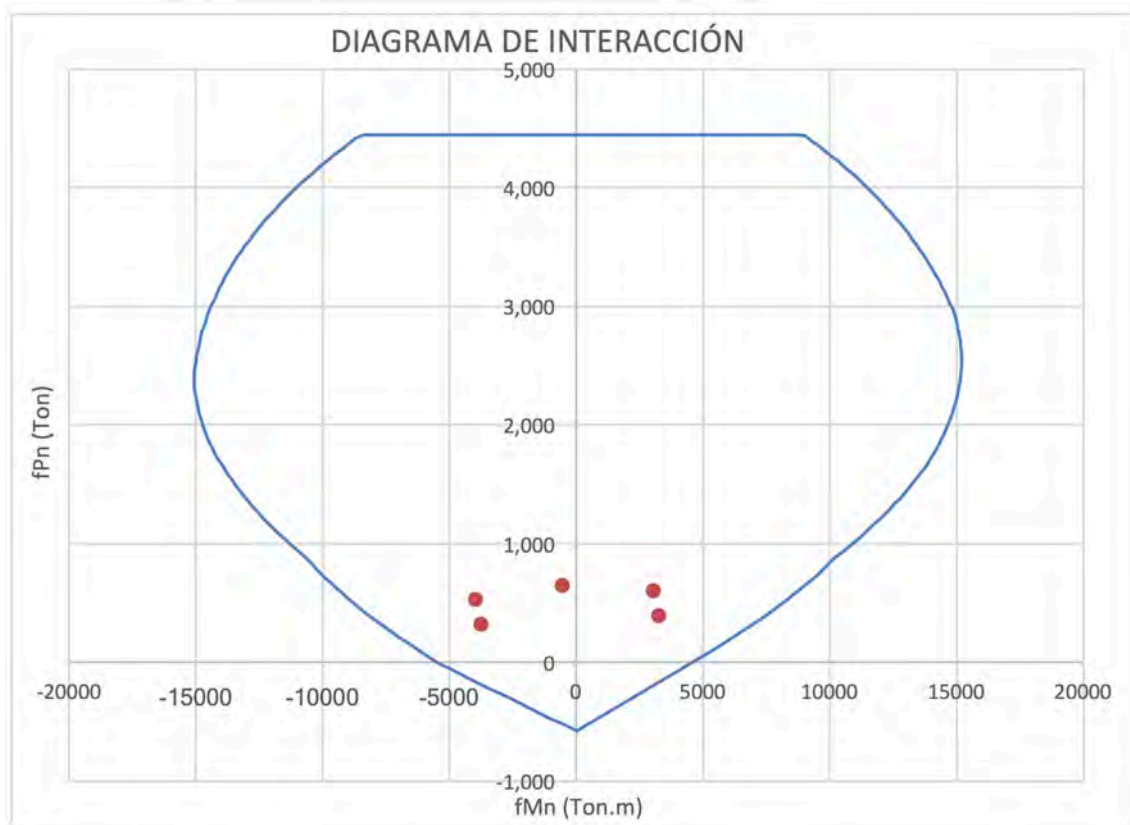


Fig. 9-8 – Diagrama de Iteracción de P-2Y del P1

A través del diagrama, se puede afirmar que el diseño propuesto satisface las solicitaciones de cargas. De este diseño se parte para calcular, con el mismo procedimiento del tramo anterior, la fuerza cortante última de diseño. Para lo cual se obtuvo la relación entre el momento último y el momento nominal:

Mu ton-m	Mn ton-m	Mn/Mu
3982	11567	2.90

Esta relación de igual forma se multiplicó con la fuerza cortante actuante para obtener finalmente la fuerza cortante de diseño:

Vua ton	Vu ton
196	568

Con esta fuerza cortante última de diseño obtenida se puede afirmar que la cuantía mínima de refuerzo es 0.0025, a través de comparar esta cortante con la siguiente expresión que estipula la norma:

$$Vu \geq 0.271 \times \sqrt{f'c} \times Acw = 145ton$$

De igual forma con esta fuerza cortante, se comprueba la cuantía mínima horizontal de 0.0025. Después se procedió a realizar el diseño por cortante y se obtuvieron los siguientes resultados:

$\phi Vc$ ton	$\rho_h$	Vs ton	$\phi Vn$ ton
246	0.0028	440	621

Para esta la cuantía se colocaron dos capas de  $\phi 3/8@0.25m$  como refuerzo de acero distribuido horizontal. Con ello se finalizó todo el diseño de la sección de la placa P-2 para los pisos del primer sótano al tercer piso.

Para los pisos superiores se llevó a cabo el mismo procedimiento detallado anteriormente menos el diseño por corte, el cual ya no será por capacidad dado que se solo se ha considerado el diseño por confinamiento para los dos primeros pisos, de acuerdo a la norma E.060 21.9.5.3. A continuación, se presentan los resultados del diseño de los demás pisos a manera de ejemplo de resultados:

Para los pisos del cuarto al sexto piso en el eje X-X se colocaron la misma cuantía de los pisos inferiores para el acero distribuido vertical, un núcleo de  $8\phi 3/4''$  y otro de  $12\phi 5/8''$ , la cual se desarrolla en la misma ala. Con ello se obtiene el siguiente diagrama de interacción reducido sometido a las combinaciones de cargas correspondientes al cuarto piso:

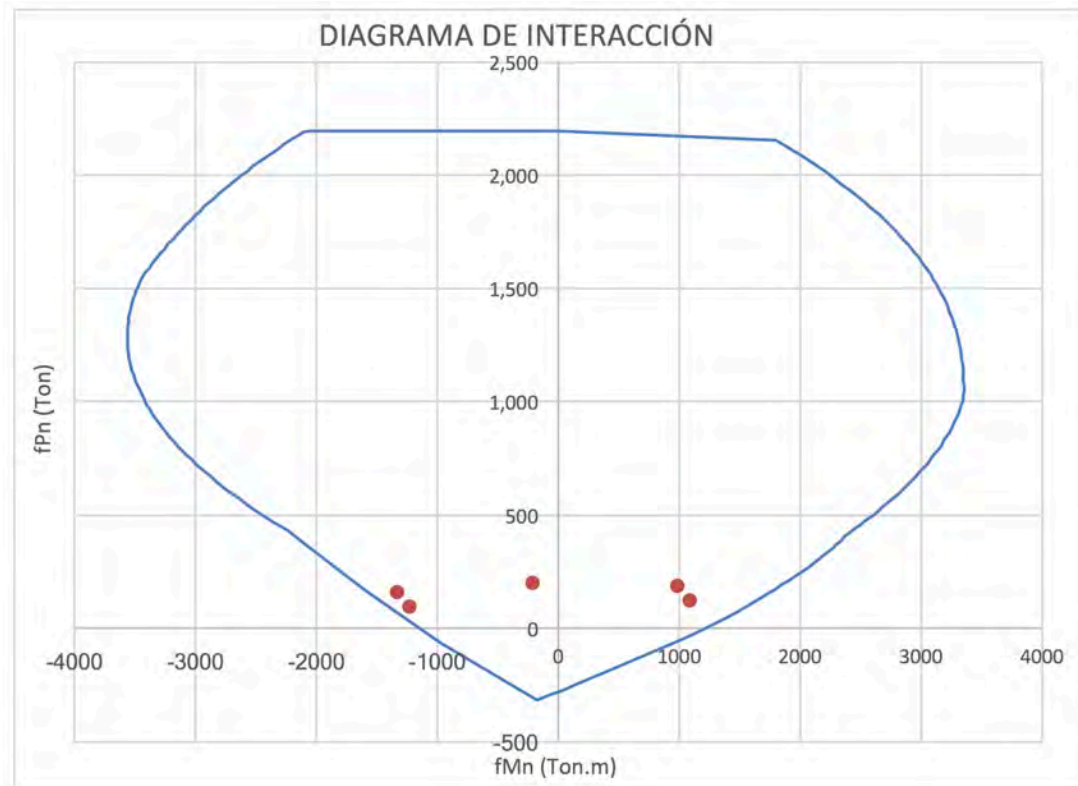


Fig. 9-9 – Diagrama de Iteración de P-2X del P4

La fuerza cortante de diseño fue la siguiente:

$V_u$
146

Con la cual se realizó el siguiente diseño de corte por capacidad:

$\phi V_c$ ton	$\rho_h$	$V_s$ ton	$\phi V_n$ ton
106	0.0028	190	267

Para este diseño igual se colocaron dos mallas de  $\phi 3/8'' @ 0.25$  como refuerzo horizontal.

En el eje Y-Y para los pisos del cuarto al sexto piso se colocó el mismo acero distribuido vertical que en los pisos inferiores, el mismo núcleo que se comparte con el mismo extremo del otro tramo de la misma placa desarrollado en el eje X-X y un núcleo en el extremo que da hacia la fachada del edificio con  $12\phi 5/8''$ . De este mismo diseño se obtiene el siguiente diagrama de interacción:

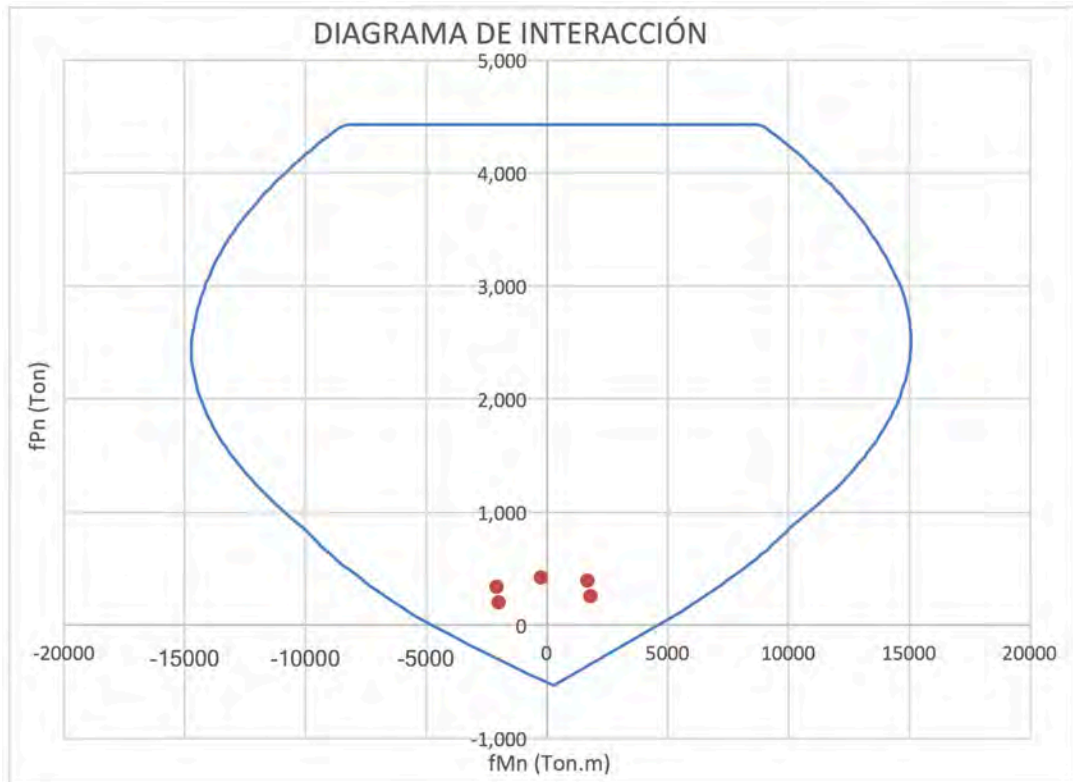


Fig. 9-10 – Diagrama de Interacción de P-2Y del P4

Como se puede ver en el último diagrama de interacción, ya no se necesitarían colocar núcleos confinados por flexocompresión; sin embargo, se seguirán colocando por confinamiento por ser un elemento sismorresistente. Esto garantizará, en la mayor medida posible, el correcto comportamiento de la placa durante un evento sísmico y se evitará fallas sucedidas como las del terremoto de Chile del 2011.

La fuerza cortante de diseño fue la siguiente:

Vu ton
184

Con este resultado se procedió a realizar el cálculo del diseño por cortante:

$\phi Vc$ ton	$\rho h$	Vs ton	$\phi Vn$ ton
246	0.0028	440	621

Para el diseño igual se colocaron dos mallas de  $\phi 3/8''@0.25$  como refuerzo horizontal.

Finalmente, para los últimos pisos superiores en el tramo paralelo al eje X-X se redujeron los aceros de refuerzo en los núcleos. En el extremo izquierdo se continuaron  $8\phi 5/8''$ , mientras que en el núcleo compartido con el otro tramo,  $8\phi 5/8''$  armado en L de  $0.40m \times 0.40m$ . De este diseño se obtuvo el siguiente diagrama de interacción:

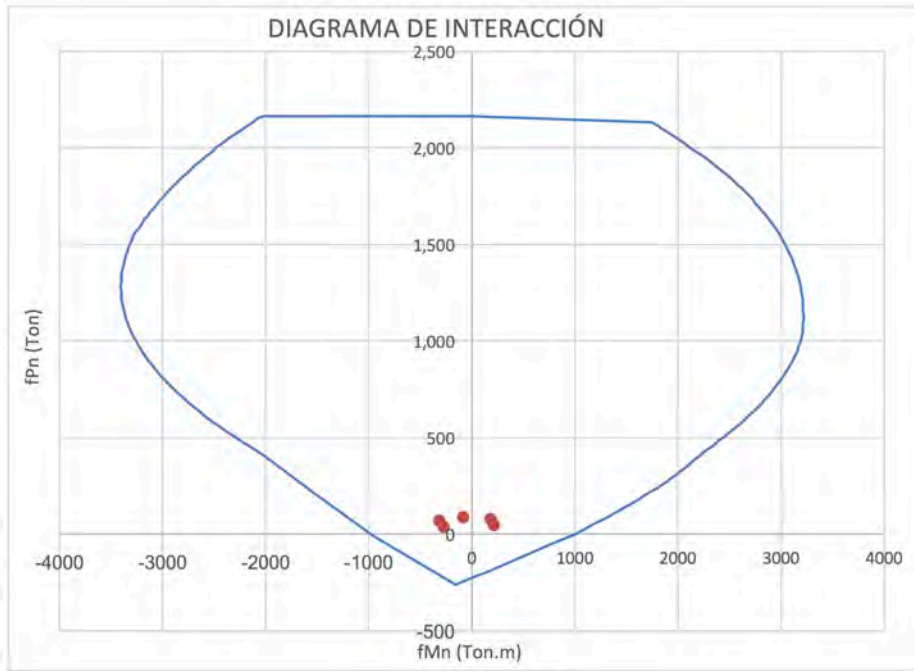


Fig. 9-11 – Diagrama de Interacción de P-2X del P7

La fuerza cortante de diseño fue la siguiente:

Vu ton
63

Con ello se puede afirmar que:

$$Vu \leq 0.271 \times \sqrt{f'c} \times Acw = 63ton$$

Por lo que, se puede colocar una cuantía mínima de 0.0020. Por lo que se colocaron dos mallas de  $\phi 3/8''@0.30m$ .



En cuanto al tramo del eje Y-Y se colocaron dos núcleos confinados de 8ø5/8” en cada extremo para el séptimo y octavo piso. Con ese diseño por flexocompresión se obtuvo el siguiente diagrama de interacción frente a las combinaciones de cargas del séptimo piso:

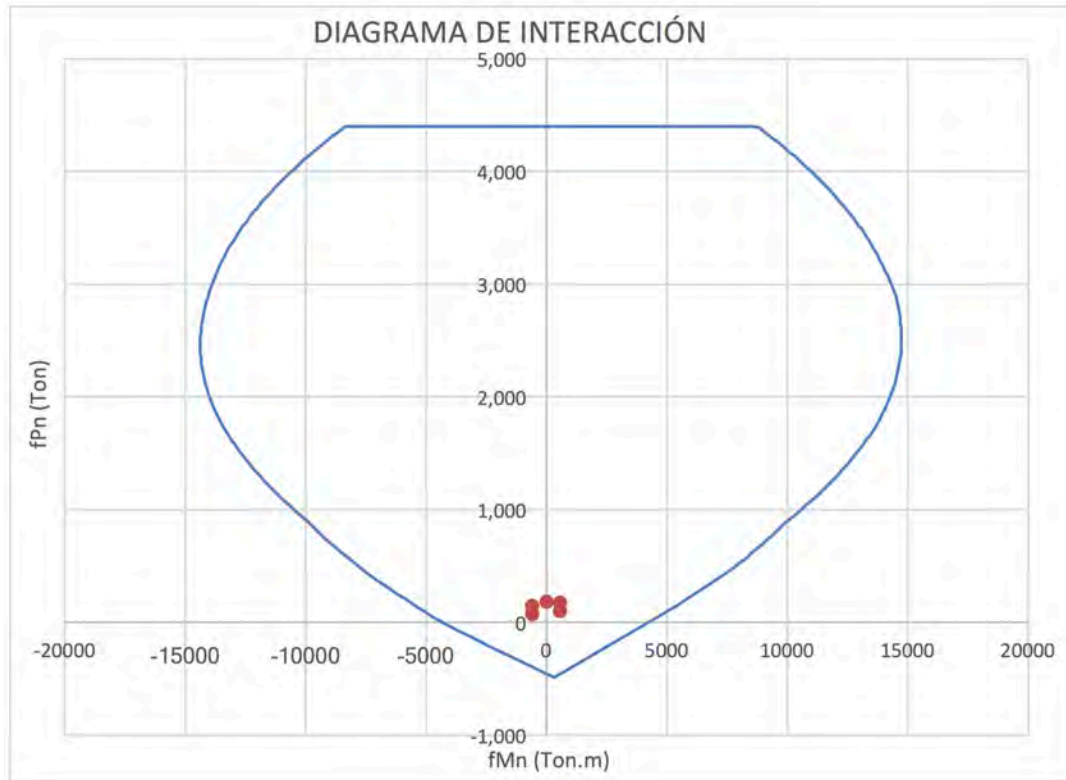


Fig. 9-12 – Diagrama de Interacción de P-2Y del P7

Se aprecia claramente que, de nuevo en este caso, se han colocado dos núcleos confinados por estribos únicamente para confinar este tramo de la placa y generar un correcto comportamiento durante su vida útil.

La fuerza cortante de diseño fue la siguiente:

Vu ton
126

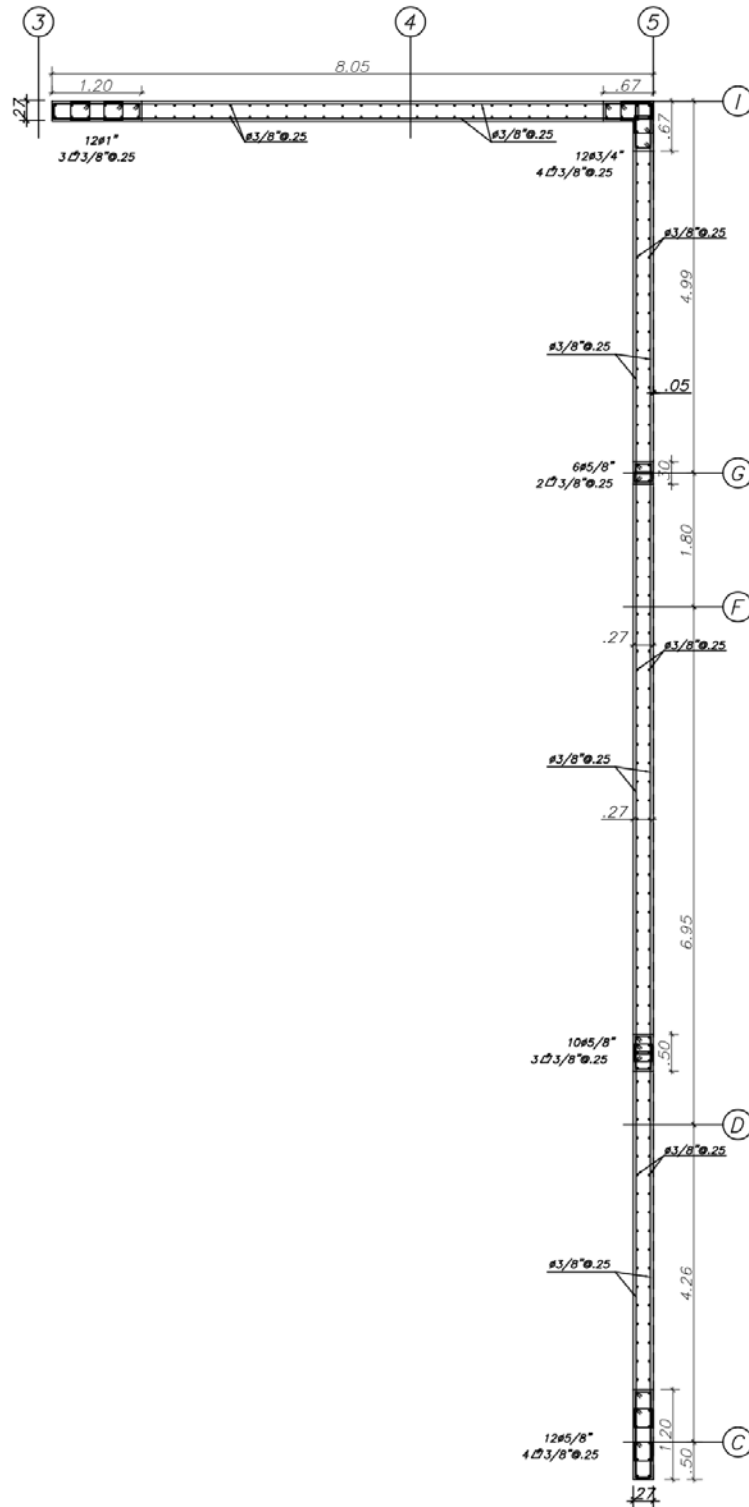
Con ello se puede afirmar que:

$$Vu \leq 0.271 \times \sqrt{f'c} \times Acw = 45ton$$

Por lo que, se puede colocar una cuantía mínima de 0.0020. Por lo que se colocaron dos mallas de ø3/8”@0.30m.

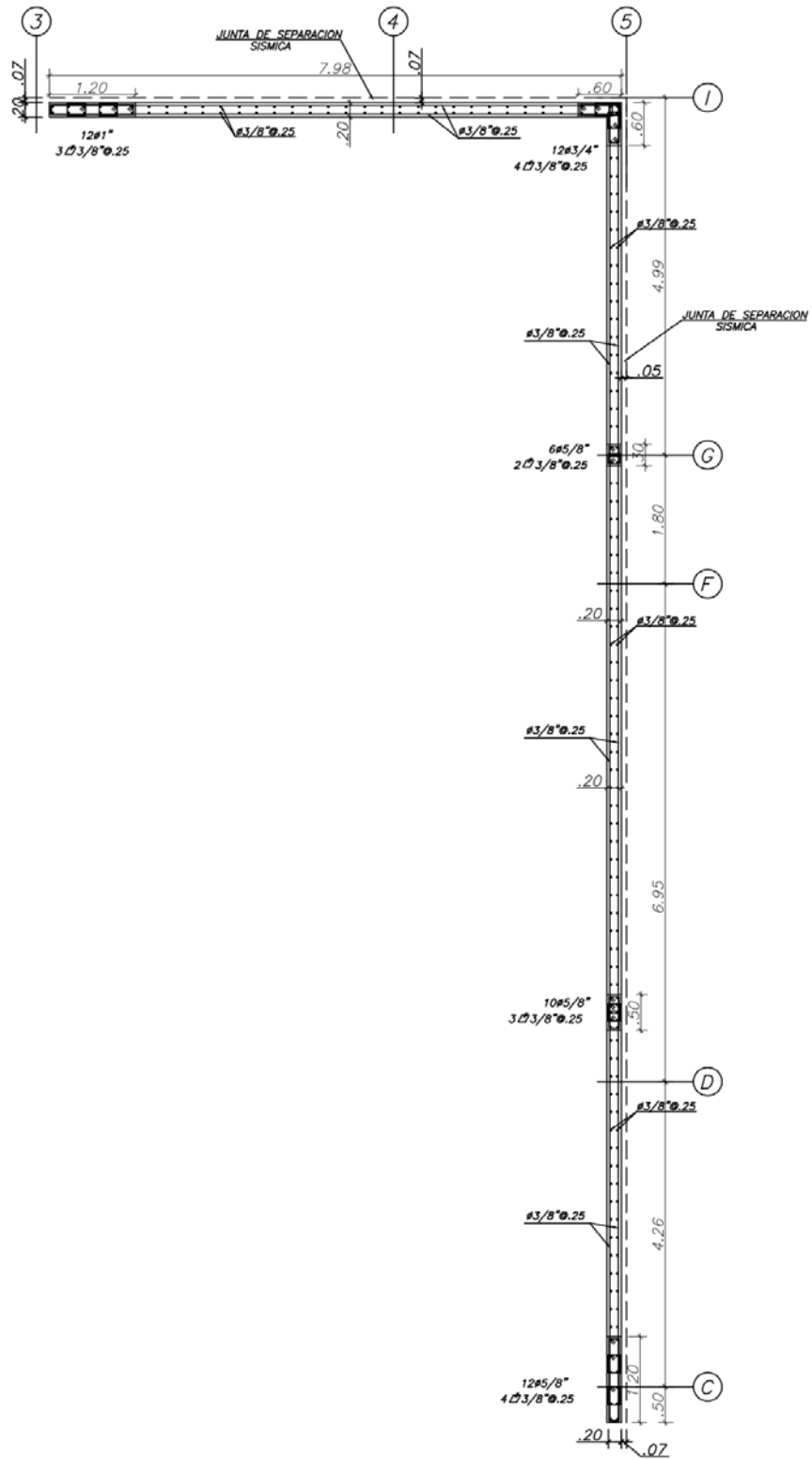
A continuación se presentarán los cortes de la placa P-2:

Placa P-2 del sótano 1:



SÓTANO 1

Placa P-2 del piso 1 al piso 3:



PISO 1 - PISO 3





## Capítulo 10: Diseño de Cimentación

### 10.1 Diseño de Zapatas:

El edificio de oficinas cuenta en sistema estructural con cuatro columnas; por lo que se diseñaron zapatas aisladas para cada una de las columnas, según los lineamientos que se encuentran presentes en las normas peruanas de suelos E.050 y de concreto armado E.060.

A modo de ejemplo se presentará el desarrollo del diseño de la zapata Z-1. Esta zapata se encarga de recibir las cargas transmitidas de la columna C-1, desarrollada en el capítulo de columnas. Estas cargas fueron obtenidas del Metrado de cargas verticales y del análisis seudo-tridimensional en ETABS 2015. A continuación, se muestra una tabla con las cargas que se utilizaron en el diseño de la zapata Z-1:

Tabla 10-1 – Cargas en Servicio de la Zapata Z-1			
Z-1	Cargas por Gravedad	Z-1	Cargas por Sismo
Pm	200 Ton	Psx	9 Ton
Pv	44 Ton	Msx x	0,03 Ton.m
Mm x	2,21 Ton.m	Msx y	2,14 Ton.m
Mv x	1,07 Ton.m	Psy	3 Ton
Mm y	-1,10 Ton.m	Msy x	0,16 Ton.m
Mv y	-0,40 Ton.m	Msy y	0,30 Ton.m

Las cargas de gravedad que se presentan en la anterior tabla se encuentran en servicio. Con ello y con un factor de esfuerzo del suelo ante sollicitaciones sísmicas de 1.2, se pudo predimensionar la zapata con un volado (c) de 1.05m. En este ejemplo, se desarrollará el diseño para el caso del sismo en el eje Y-Y y se analizará los momentos en la dirección del eje X-X. En la siguiente tabla, se presentan las combinaciones en servicio hechas para comprobar el predimensionamiento:

Tabla 10-2 – Combinaciones de Cargas en Servicio de la Zapata Z-1					
Combinaciones		P Ton	M Ton.m	$\sigma +$	$\sigma -$
1	V+M	256	3,28	<b>36,31</b>	34,43
2	V+M+0.8S	259	3,41	<b>36,70</b>	34,76
3	V+M-0.8S	254	3,15	35,91	34,11
4	M+0.8S	213	2,34	30,06	28,73
5	M-0.8S	208	2,08	29,27	28,08

Por lo que se obtuvieron los siguientes esfuerzos máximos por gravedad y por sismo.

$\sigma_g$ max	$\sigma_s$ max
36,31	36,70



A través de estos resultados, al ser menores que el esfuerzo admisible del suelo, se comprueba que el predimensionamiento de la zapata cumple con los requerimientos necesarios y se procedió a utilizar las dimensiones definidas para las siguientes etapas del diseño.

Luego se procedió a verificar el peralte efectivo de la zapata a través del análisis por punzonamiento y corte. Para ello se calculó los esfuerzos últimos para cada combinación de cargas que recibe la zapata, como se muestra en la tabla de a continuación:

Tabla 10-3 – Combinaciones de Cargas Últimas de la Zapata Z-1					
	Combinaciones	P Ton	M Ton.m	$\sigma +$	$\sigma -$
1	1.7V+1.4M	355	4,91	<b>50,37</b>	47,57
2	1.25(V+M)+S	309	4,26	43,77	41,34
3	1.25(V+M)-S	302	3,94	42,78	40,53
4	0.9M+S	184	2,15	25,95	24,72
5	0.9M-S	177	1,83	24,96	23,92

De esta tabla el esfuerzo último resulta ser el mayor de todos ellos:

$\sigma_u \text{ max}$
50,37

Con ello se pudo verificar la falla por punzonamiento idealizada a una distancia de la mitad del peralte efectivo a la cara de la columna y la falla por cortante idealizada a una distancia igual al peralte efectivo. Por lo que se eligió un peralte efectivo de 0.60m. Lo que quiere decir un peralte total de la zapata de 0.70m considerando un recubrimiento de 10cm para este elemento estructural. Con este peralte efectivo se obtuvieron los siguientes resultados por punzonamiento y corte:

Vu punz.	$\phi V_c$ punz.
294,67	376,03

Se aprecia que el  $\phi V_c$  idealizado para punzonamiento satisface exitosamente la fuerza cortante demandada por el esfuerzo último del suelo.

Vu corte	$\phi V_c$ corte
22,67	39,17

De igual forma se comprueba que la cortante ejercida por el esfuerzo suelo es menor que la resistencia idealizada al corte de la sección de la zapata.

Por lo tanto, se comprueba la elección del peralte efectivo de 0.60m tanto por punzonamiento como corte.

Por último, se procedió a realizar el diseño por efectos de flexión. Para esto se idealizó la zapata como una viga de ancho de un metro y en voladizo con una longitud igual al del volado de la zapata. Con lo cual se obtuvo un momento último de diseño de la siguiente manera:

$$Mu \text{ max} = \frac{\sigma u \text{ max} \times c^2}{2}$$

Con ello se obtuvo el siguiente resultado para el momento último de diseño:

Mu max
27,77

Con este momento se obtuvo una cuantía de refuerzo de acero de 0.0021; esto corresponde a un refuerzo de barras de acero de 3/4" de diámetro distribuidas cada 0.20m, como se muestra en la siguiente imagen:

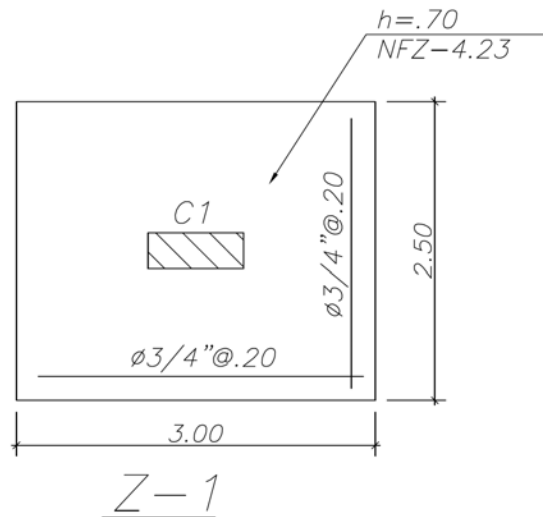


Fig. 10.1 Diseño Final de la Zapata Z-1

## 10.2 Diseño de Vigas de Cimentación:

En el caso de las placas se colocaron cimientos corridos. Estos, al tener una carga excéntrica, deben de conectarse a través de viga de cimentación a una zapata u otra cimentación que le dé la estabilidad que necesita.

Para el diseño de las vigas de cimentación de este edificio se consideraron mayormente las cargas de gravedad. Por lo cual se realizaron metrados convencionales para obtener las cargas muertas y vivas.

A modo de ejemplo se presenta el diseño de la viga de cimentación VC C 4-5 de sección 0.30mx0.70m:

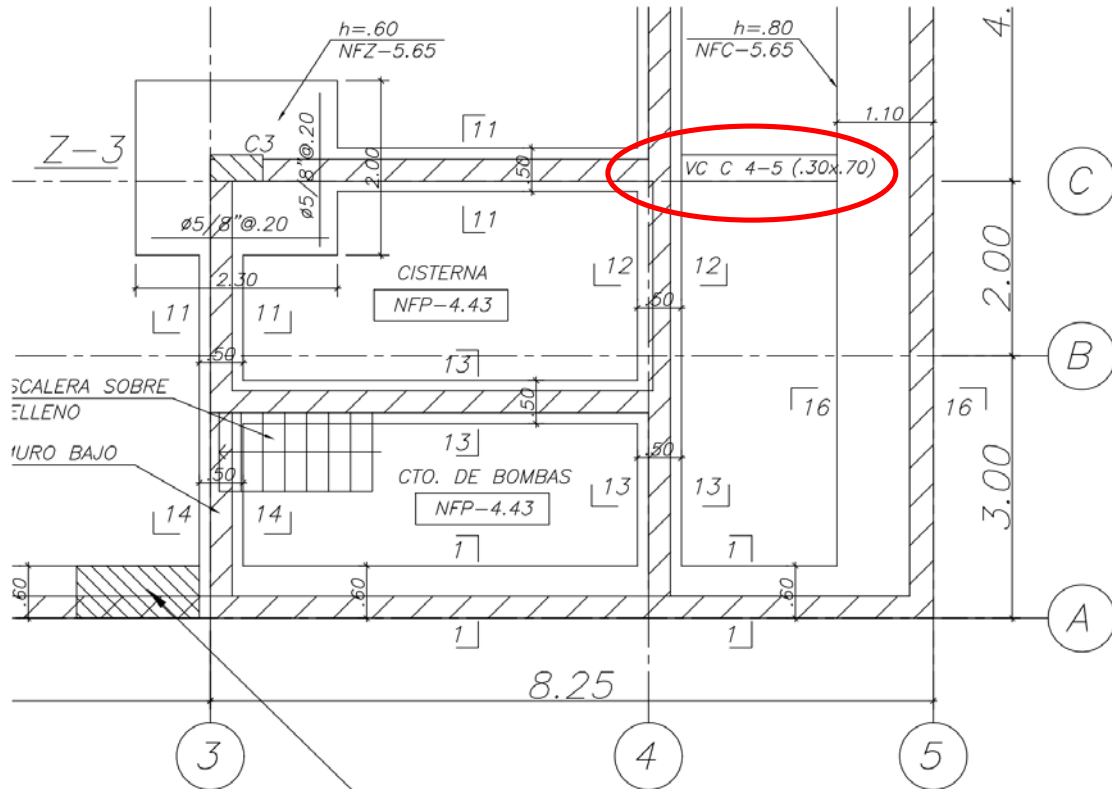


Fig. 10-2 – Ubicación de la Viga de Cimentación “VC C 4-5”

Metrado de cargas excéntricas que le transmite el cimiento corrido a la viga de cimentación:

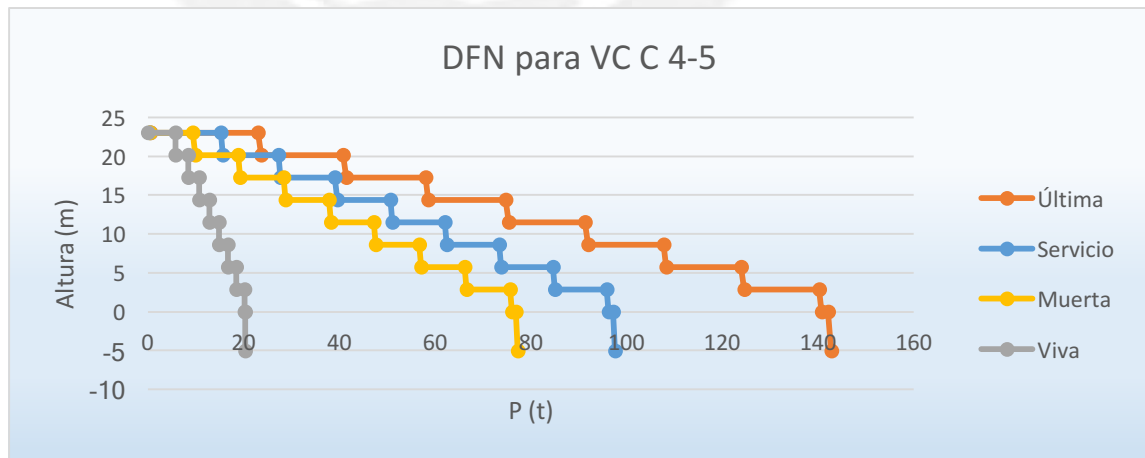


Fig. 10-3 – DFN de la Viga de Cimentación “VC C 4-5”

La viga recibe una carga última total de 143 toneladas. Esta se idealizará como simplemente apoyada en el cimiento corrido y empotrada en la cimentación del muro de la cisterna, que se aprecia en la figura anterior.

Con ello se obtuvo el siguiente diagrama de momentos flectores:

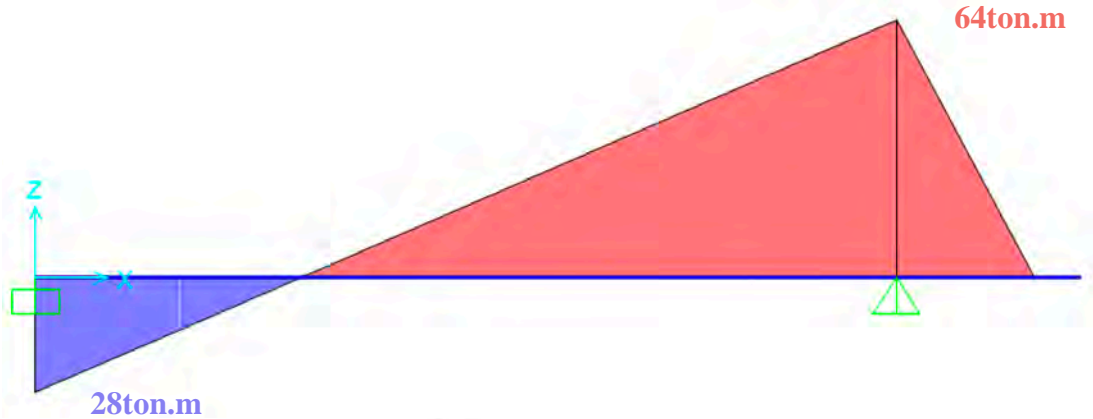
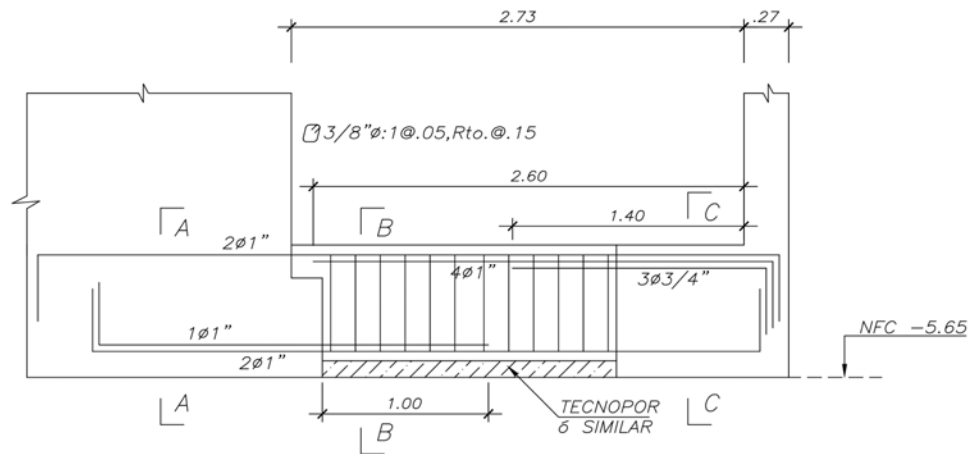


Fig. 10-4 – DMF de la Viga de Cimentación “VC C 4-5”

Con estos resultados se procedió a realizar el diseño:

Secciones	Mu- Tonxm	As cm <sup>2</sup>	ØColocado	ØMn
1	26	13.56	3Ø1"	31
2	-64	37.55	6Ø1"+3Ø3/4"	-65

A continuación, se presenta la elevación de la viga de cimentación:



VC C 4-5 (.30x.70)

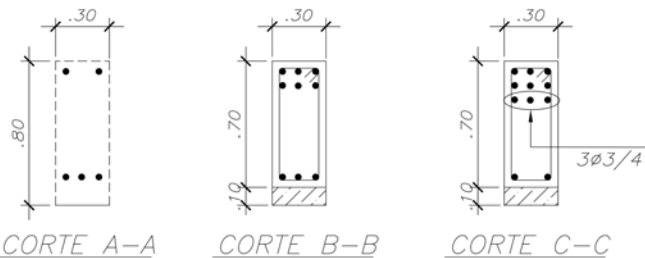


Fig.10-5 – Diseño Final de La Viga de Cimentación VC C 4-5

## Capítulo 11: Diseño de Escaleras

Para el diseño de las escaleras se consideraron únicamente las cargas por efectos de gravedad, dado que no son elementos sismorresistentes. Estas se idealizaron como vigas inclinadas de un metro de ancho apoyadas simplemente en las vigas y en los muros de corte. El espesor de la garganta se escogió de acuerdo a la treintava parte de la longitud de la escalera; por lo que en todos los casos se definió una garganta de 20cm de espesor.

A modo de ejemplo, se presentará el diseño de la escalera principal del edificio “Deoksugung”. Esta escalera nace desde el sótano 1 y se desarrolla hasta el piso de la azotea, la cual se presenta en la siguiente figura:

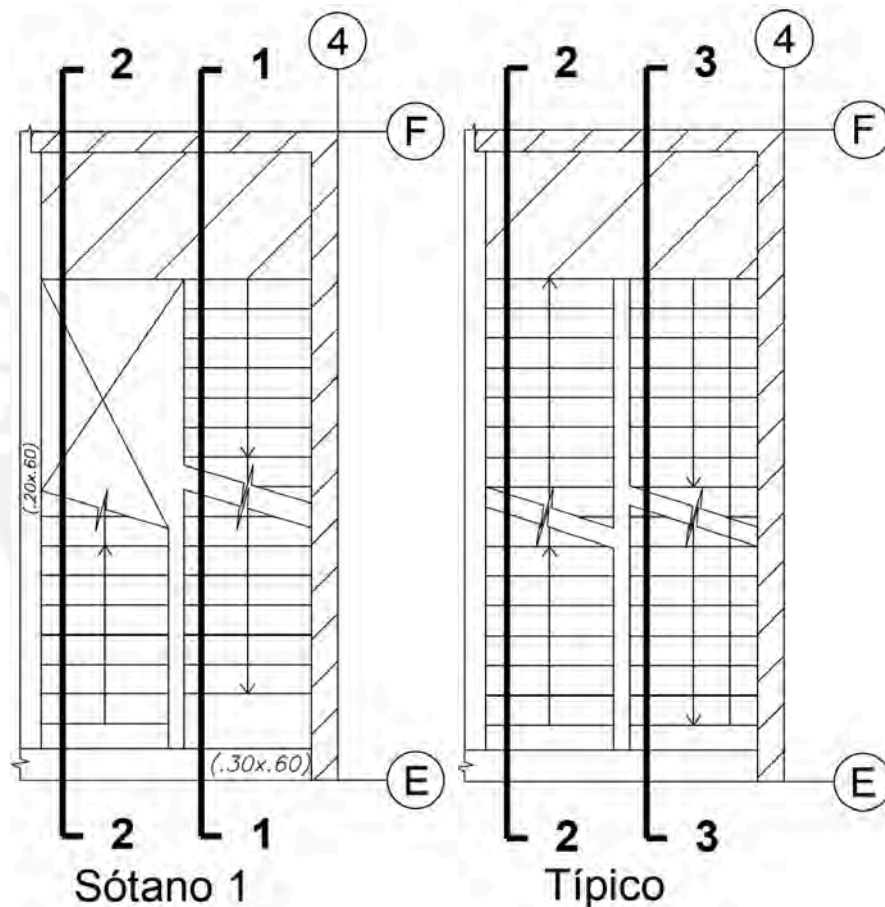


Fig. 11-1 – Detalle de la escalera en planta

Como se puede apreciar en la figura anterior toda la escalera se puede resumir en tres cortes de diseño, debido a que esta escalera principal a partir de piso 1 es típica hasta su culminación en la azotea.

Para resolver la idealización de los tramos de las escaleras se utilizó el programa computacional SAP 2000 V18.2. En él se construyeron los modelos idealizados y se colocaron las cargas últimas correspondientes.

Se realizó un metrado sencillo de cargas por gravedad tanto para la escalera como la losa de descanso. En el metrado se consideró una sobrecarga de  $0.4\text{Ton}/\text{m}^2$  y los respectivos pesos muerto correspondientes de acuerdo a las dimensiones de los elementos. A continuación, se muestran las cargas últimas obtenidas:

$W_u$ Losa	$W_u$ Escalera
1,492	1,78

Con ello se construyeron los siguientes modelos:

Modelo analítico para el corte 1-1:

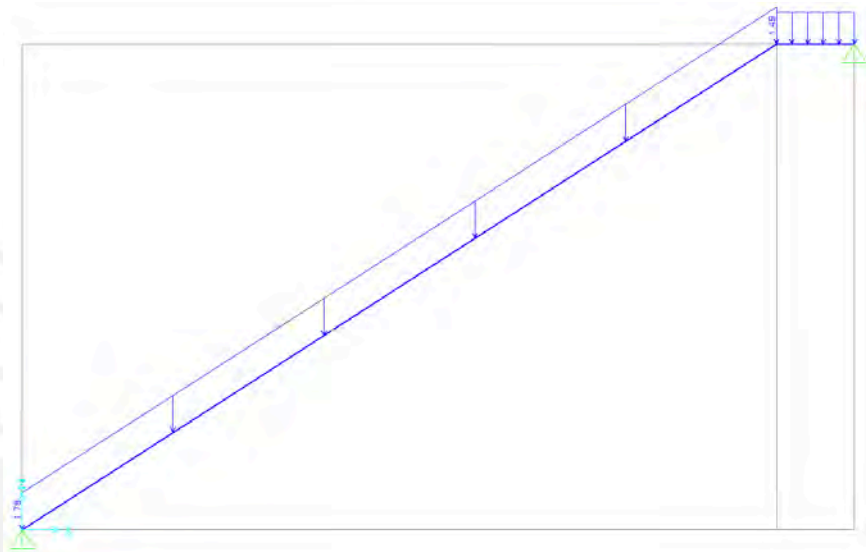


Fig. 11-2 – Corte 1-1 de la Escalera en SAP 2000

Modelo analítico para el corte 2-2:

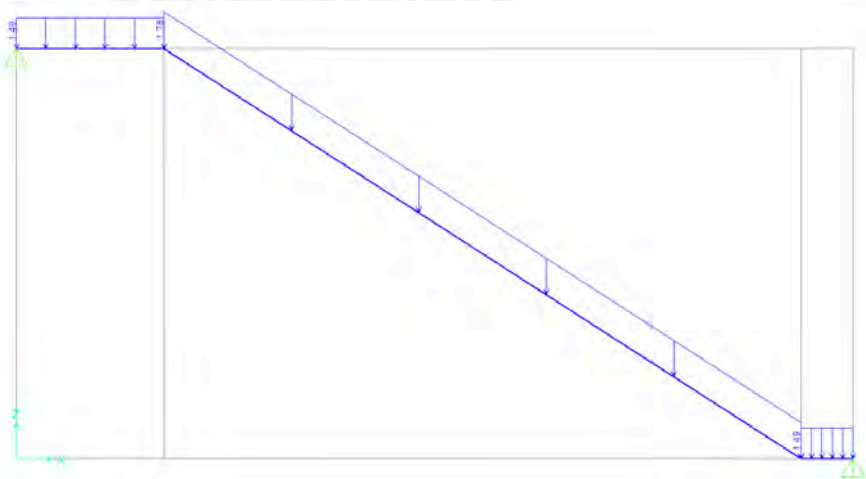


Fig. 11-3 – Corte 2-2 de la Escalera en SAP 2000



Modelo analítico para el corte 3-3:

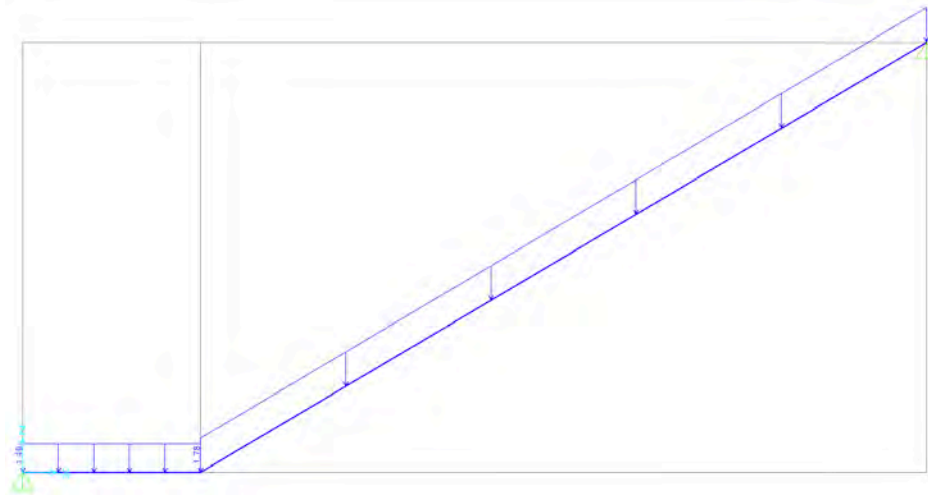


Fig. 11.4 – Corte 3-3 de la Escalera en SAP 2000

Estos modelos fueron construidos de acuerdo a la distribución arquitectónica y estructural del edificio, ya que se deben de respetar los espacios establecidos y colocar de manera correcta los apoyos sobre las vigas y muros de corte.

Con estos modelos numéricos se obtuvieron los siguientes diagramas de momento flector:

Diagrama de momento flector del corte 1-1

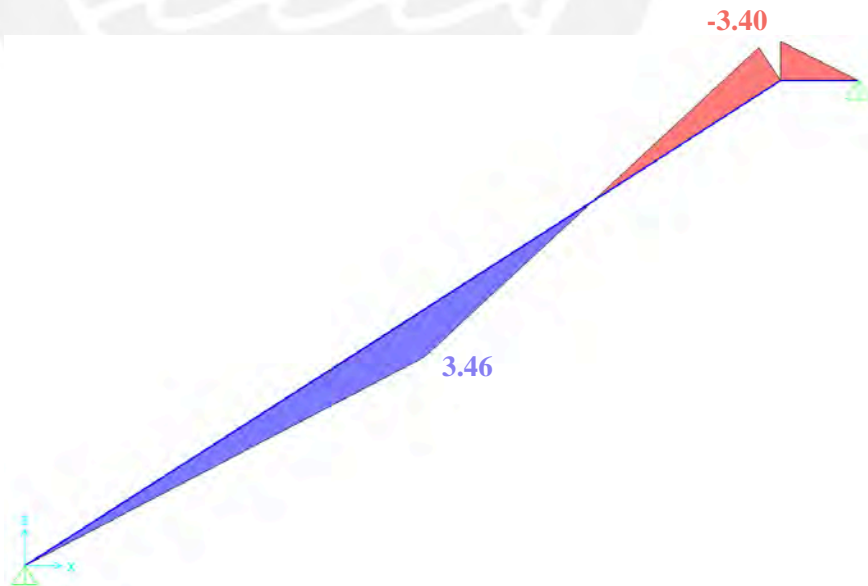


Fig. 11-5 – DMF del Corte 1-1 de la Escalera en SAP 2000

Diagrama de momento flector del corte 2-2

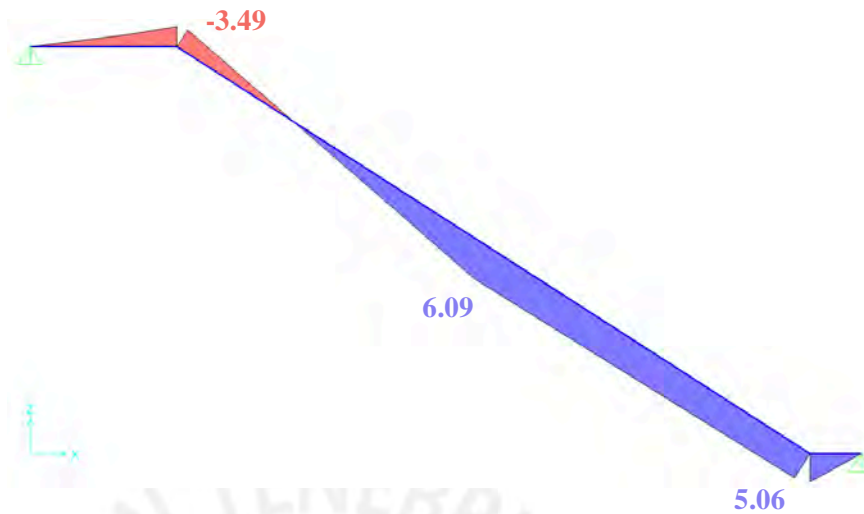


Fig. 11-6 – DMF del Corte 2-2 de la Escalera en SAP 2000

Diagrama de momento flector del corte 3-3

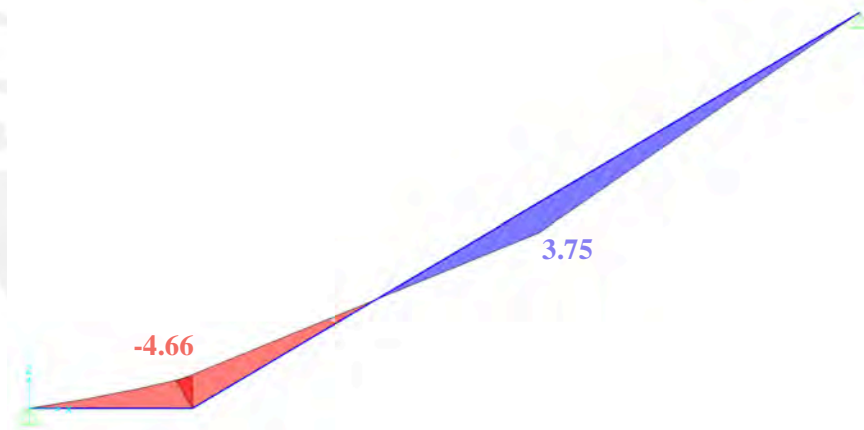


Fig. 11.7 – DMF del Corte 3-3 de la Escalera en SAP 2000

Con estos resultados obtenido se procedió a realizar el diseño por flexión:

Diseño por flexión del corte 1-1:

Corte 1-1	Mu	As	Ø colocado
M+	3,46	5,602	Ø1/2@0.20m
M-	3,4	5,5	Ø1/2@0.20m

Diseño por flexión del corte 2-2:

Corte 2-2	Mu	As	Ø colocado
M-	-3,49	5,652	Ø1/2@0.20m
M+	6,09	10,197	Ø1/2@0.10m

Diseño por flexión del corte 3-3:

Corte 3-3	Mu	As	Ø colocado
M-	-4,66	7,652	Ø1/2@0.15m
M+	3,75	6,093	Ø1/2@0.20m

Para la comprobación por corte se determinó la resistencia reducida del concreto sometida a fuerzas cortantes de la sección idealizada y se comparó con las fuerzas cortantes últimas máximas de los 3 cortes expuestos anteriormente:

Vu max 1-1	Vu max 2-2	Vu max 3-3	ØVc
8,79	5,59	5,14	11,1

Como se puede apreciar en el cuadro anterior la resistencia de corte del concreto satisface las demandas máximas por gravedad y no es necesario cambiar a otro espesor de garganta de escalera o peralte de losa.

A continuación, se muestran las elevaciones de los cortes finales del diseño de las escaleras:

Elevación del corte 1-1:

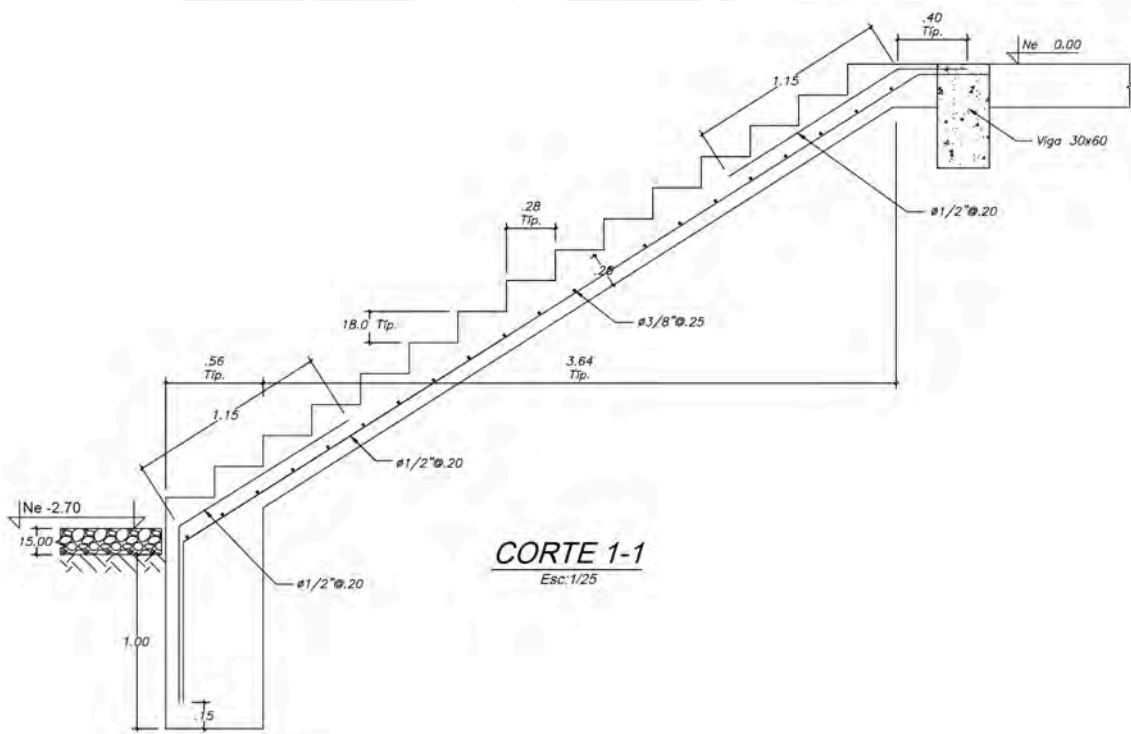


Fig. 11-8 – Elevación del Corte 1-1 de la Escalera

Elevación del corte 2-2:

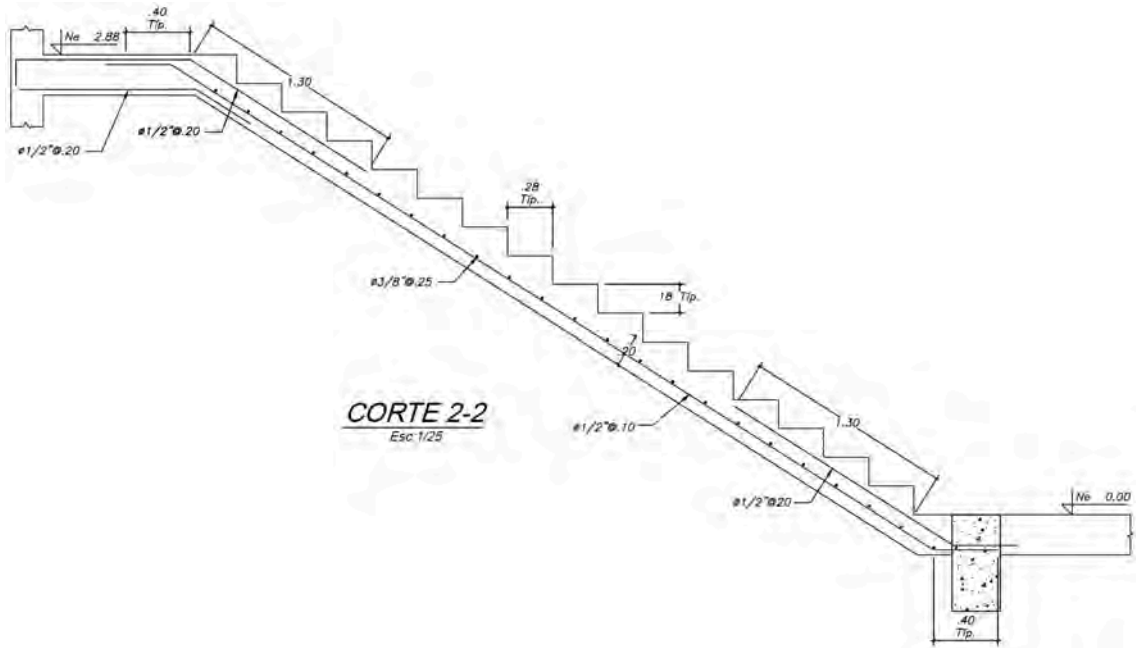


Fig. 11-9 – Elevación del Corte 2-2 de la Escalera

Elevación del corte 3-3:

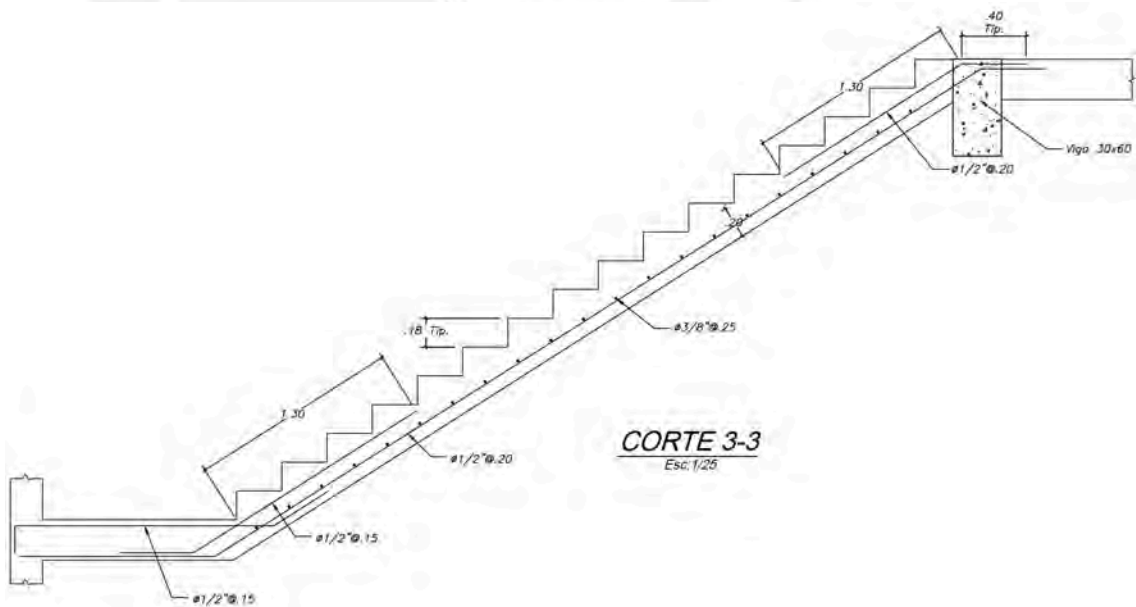


Fig. 11-10 – Elevación del Corte 3-3 de la Escalera

## Comentarios y Conclusiones:

- Los resultados de los análisis sísmicos estático y dinámico fueron satisfactorios, dado que no se tuvo problemas por torsión o por piso blando. Por lo que la única irregularidad en planta que se encontró fue la de esquina al inicio del análisis.
- De igual modo, en el análisis sísmico se encontró que las mayores fuerzas y momentos se distribuyeron en las placas, mientras que en las columnas no se encontraron solicitaciones importantes. Esto se debió a que en la estructura predominó la presencia y rigidez de los muros de corte de concreto armado.
- Debido a la irregularidad que presentó el edificio, el desplazamiento inelástico fue calculado multiplicando el desplazamiento elástico calculado del análisis sísmico por el coeficiente de reducción sísmico entero. Estos resultados inelásticos suelen ser muy grandes, dado que lo ideal hubiese sido multiplicar adicionalmente por un factor de 0.85 para los casos de edificios con alguna irregularidad; así como se multiplica por un factor de 0.75 para edificios sin irregularidades. Por lo que, según el ingeniero Alejandro Muñoz, se espera que se publique pronto una adenda de la norma sismorresistente, en la cual se añaden algunos artículos corregidos que faltaron incluir en la actual norma publicada a inicios del 2016 incluido el artículo de determinación de desplazamientos laterales.
- Hubiese sido más favorable para el comportamiento estructural del edificio poder generar mochetas de muros en las intersecciones entre las vigas y los muros de concreto armado, con el objetivo de garantizar un adecuado comportamiento de anclaje del acero de refuerzo de las vigas. Sin embargo, por motivos de respetar las condiciones iniciales de la arquitectura del proyecto, no se pudo realizar lo mencionado anteriormente.
- Para el diseño de varios elementos estructurales se compararon los resultados de las cargas de gravedad provenientes del programa ETABS y el metrado convencional. Con ello se concluyó que es más confiable utilizar el metrado convencional para las cargas de gravedad para el diseño, ya que estos suelen ser mayor en un orden del 5% al 8% de los obtenidos del programa computacional.

## **Bibliografía**

1. Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
2. Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
3. Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
4. Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
5. Blanco Blasco, Antonio. (1995). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
6. Muñoz Peláez, Alejandro. (2011). Ingeniería Sismorresistente. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
7. Ottazzi Pasino, Gianfranco. (2016). Apuntes del curso Concreto Armado 1. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
8. San Bartolomé, Ángel. (1998). Análisis de Edificios. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
9. Harmsen Gómez de La Torre, Teodoro. (2003). Diseño de estructuras de concreto armado. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
10. Blanco Blasco, Antonio. (1997). Diseño y construcción de cimentaciones. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.