

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS  
PISOS UBICADO EN SURQUILLO”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**AUTOR**

**Kelvyn Mauricio Yaringaño Pacheco**

**ASESOR**

**Ingeniero Daniel Roberto Quiun Wong**

**Lima, abril, 2021**

## RESUMEN

Se ha realizado el diseño estructural de un edificio de 6 pisos, a partir de los planos de Arquitectura.

El edificio se encuentra ubicado en la provincia de Lima, distrito de Surquillo. De acuerdo con los estudios de suelos se tiene una capacidad portante de 45 ton/m<sup>2</sup>, por lo que se considera que tiene un suelo adecuado.

El edificio es de uso para viviendas, consta de 2 departamentos por planta típica y el terreno tiene un área total de 190 m<sup>2</sup>. Además, cuenta con un ascensor y escaleras para el acceso a los pisos superiores.

La estructuración se realizó direccionando el comportamiento de la estructura de tipo muros estructurales. Por otro lado, el dimensionamiento se realizó bajo los estándares y criterios de diseño en concreto armado visto en los cursos de pre-grado y en los libros de consulta descritos en la referencia y bibliografía.

El proyecto contempló el análisis sísmico en las dos direcciones principales, el metrado de cargas y el diseño de todos los elementos de concreto armado presentes en el edificio. El flujo de trabajo utilizado contempla la metodología BIM que se integra desde el inicio del diseño estructural. Todas las etapas de desarrollo de este proyecto fueron realizadas respetando las normas peruanas de construcción y acatando los estándares mínimos que se exigen en las mismas.

Dentro de los principales softwares usados para el análisis y diseño del edificio se encuentran Revit, Robot Analysis, Etabs, Sap2000 Y Safe. El uso de Revit estructuras y arquitectura permitió la estructuración en 3D, metrado de elementos, metrado de cargas, exportación del modelo 3D para análisis sísmico y generación de planos estructurales sin la necesidad de fragmentar estos procesos. Para el análisis sísmico se analizaron los resultados de 2 programas: Etabs y Robot Structural Analysis con el fin de verificar la coherencia de los resultados. Al seguir los lineamientos de un flujo BIM para el diseño estructural, se desarrolló el análisis sísmico en la plataforma Robot Structural analysis; sin embargo, con el fin de verificar la coherencia de los resultados se replicó el análisis en Etabs. Se verificaron las irregularidades que contempla la Norma E.030 (referencia 5). Por otro lado, Sap2000 fue necesario para el análisis de algunos elementos de forma aislada, con el fin de lograr mayor precisión en los resultados. Por último, el programa Safe fue utilizado para el diseño en cimentación.

Finalmente, a partir de lo observado a lo largo del desarrollo del proyecto se realizaron conclusiones y recomendaciones con el fin de retroalimentar el criterio y capacidad crítica para el correcto diseño en estructuras.



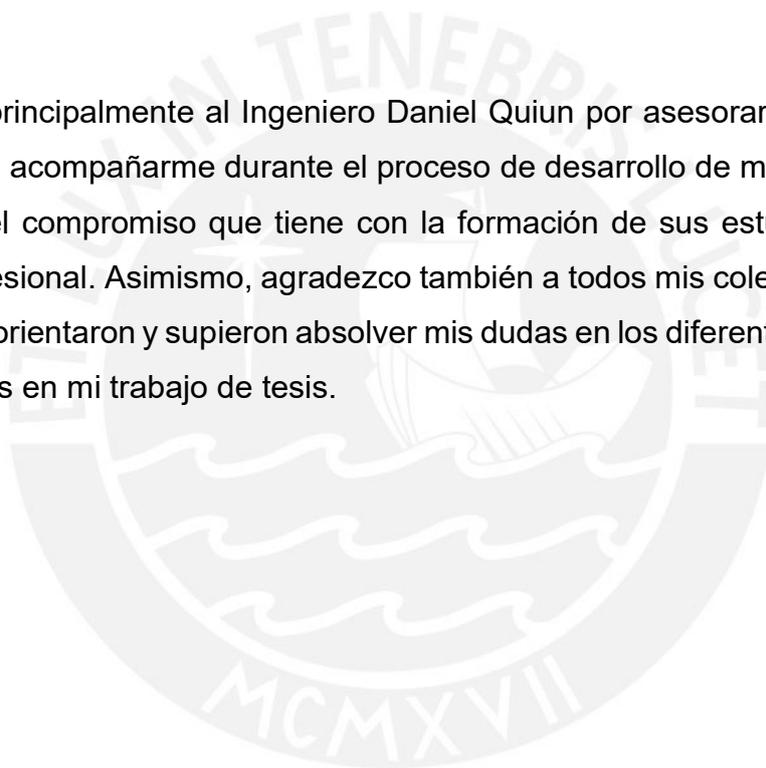
## **DEDICATORIA**

Dedico principalmente este trabajo a mis padres, apoyo incondicional en mi desarrollo humano y profesional, quienes han sido mi luz más brillante en las noches más oscuras. A ellos les debo todos los valores y virtudes que hoy me definen como persona, nunca voy a dejar de estar agradecido por el inmenso cariño y amor que nunca me ha faltado gracias a ustedes.

De igual forma, dedico esta tesis a mi novia Ángela Suárez quien me brindó de forma constante su apoyo y motivación para lograr concluir mi proyecto de forma exitosa.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco principalmente al Ingeniero Daniel Quiun por asesorarme y tener la paciencia de acompañarme durante el proceso de desarrollo de mi tesis, lo cual demuestra el compromiso que tiene con la formación de sus estudiantes y su calidad profesional. Asimismo, agradezco también a todos mis colegas y amigos quienes me orientaron y supieron absolver mis dudas en los diferentes conceptos desarrollados en mi trabajo de tesis.



## INDICE

1	ASPECTOS GENERALES .....	1
2	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO .....	2
2.1	Descripción.....	2
2.2	Consideraciones generales para el diseño .....	4
2.2.1	Normas empleadas para el análisis y diseño del edificio .....	4
2.2.2	Cargas actuantes .....	4
2.3	Diseño de elementos estructurales .....	5
2.3.1	Resistencia de diseño .....	5
2.4	Condiciones generales de la estructura .....	8
2.5	Integración de la información en el modelo BIM.....	9
3	ESTRUCTURACIÓN.....	10
3.1	Definición de sistemas estructurales por eje .....	10
3.2	Análisis en planta .....	11
4	PREDIMENSIONAMIENTO .....	14
4.1	Dirección y espesor de losas .....	14
4.2	Dirección de vigas peraltadas.....	14
4.3	Dimensionamiento en columnas.....	15
4.4	Dimensionamiento de muros.....	16
4.5	Creación del modelo BIM.....	16
4.5.1	Modelo BIM de estructuras .....	16
4.5.2	Modelo BIM de arquitectura.....	18
5	ANÁLISIS SÍSMICO .....	19
5.1	Condiciones generales para el análisis.....	19
5.1.1	Factor de zona (Z).....	19
5.1.2	Factor de suelo (S).....	20
5.1.3	Factor de amplificación sísmica (C).....	20
5.1.4	Factor de uso (U).....	22
5.2	Modelamiento tridimensional .....	23
5.2.1	Modelamiento analítico en ETABS.....	23
5.2.2	Modelamiento analítico en Robot Structural Analysis.....	25
5.2.3	Tratamiento de las placas en modelos Analíticos .....	29
5.3	Peso sísmico de la estructura (P) .....	30
5.4	Irregularidad del edificio (R).....	31
5.5	Excentricidad accidental.....	34
5.6	Análisis estático.....	34

5.6.1	Cortante basal en X-X.....	35
5.6.2	Cortante basal en Y-Y.....	38
5.7	Análisis dinámico.....	40
5.7.1	Procedimiento para análisis dinámico en ETABS.....	41
5.8	Periodos de vibración y porcentajes de masa efectiva.....	44
5.8.1	Robot Structural Analysis:.....	45
5.8.2	Etabs:.....	45
5.9	Desplazamientos laterales y control de Derivas.....	46
5.9.1	Desplazamientos del edificio por piso y derivas.....	46
5.9.2	Derivas máximas elásticas e inelásticas.....	47
5.10	Juntas de separación sísmica.....	48
6	METRADO DE CARGAS GRAVITATORIAS.....	49
7	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES:.....	50
7.1	Diseño de Losas aligeradas.....	50
7.1.1	Análisis de cargas en Sap2000.....	52
7.1.2	Diseño de Acero en aligerado.....	55
7.1.3	Verificación de la fuerza cortante.....	56
7.2	Diseño de vigas peraltadas.....	57
7.2.1	Análisis de vigas.....	57
7.2.2	Diseño de acero en vigas.....	62
7.3	Diseño de Columnas.....	75
7.3.1	Diseño por Flexocompresión.....	75
7.4	DISEÑO DE PLACAS.....	80
7.4.1	Diseño de placa PL-4.....	81
7.5	Diseño de escalera.....	87
7.6	DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	91
7.6.1	Diseño de zapata aislada.....	92
7.6.2	Diseño de sollicitación placa PL-01.....	96
8	CONCLUSIONES.....	104
9	BIBLIOGRAFÍA.....	106

## 1 ASPECTOS GENERALES

Este proyecto de tesis consiste en el desarrollo integral de la estructura de un edificio de 6 pisos. El presente trabajo permite aplicar todos los conocimientos de la rama de estructuras que se ha aprendido durante la etapa de pre-grado integrando el diseño estructural con la metodología BIM. Debido a que se plantea un proyecto real, requiere de criterio profesional para su correcto desarrollo y posterior aplicación.

El desarrollo del proyecto se realizará a partir de los planos de Arquitectura de un edificio de 6 pisos, que consta de una sola planta típica en todos los niveles; 190 m<sup>2</sup> de área techada por nivel, destinado a uso multifamiliar; toda esta información será integrada en un modelo BIM. Además, se contará con información adicional acerca de la localización del edificio para un adecuado análisis sísmico. El diseño y análisis del proyecto se desarrollará bajo los criterios y métodos actuales según el marco del país, si bien es cierto que se empleará como base fundamental las normas técnicas peruanas se destaca que por encima de un resultado teórico se buscará que estos sean razonables y aplicables; es decir, que el modelo sea ejecutable frente a una eventual construcción.

El alcance del proyecto no contempla los estudios de suelo ni el diseño de la arquitectura del edificio. Por otro lado, aunque conforme parte de la especialidad de estructuras, no se diseñará la cisterna ni el tanque elevado del edificio; ya que, la estructura es parte de un megaproyecto en el cual se incluyen estos elementos de forma aislada.

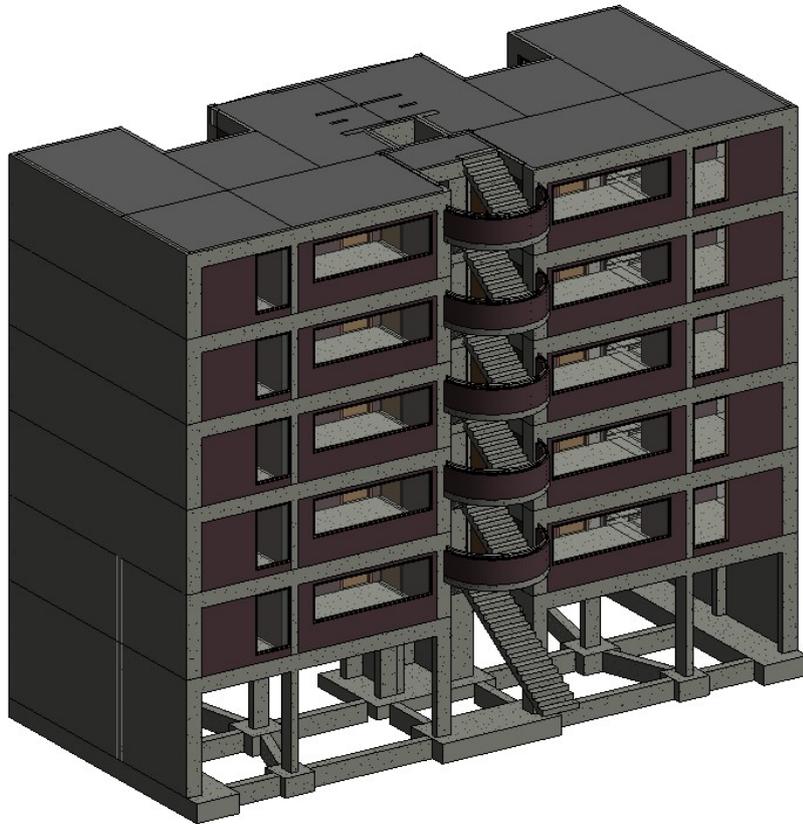
La presentación de este trabajo de tesis consta del presente documento, el cual detalla mediante 9 capítulos cada uno de los procesos realizados para el análisis y diseño del edificio; y consta también de los planos estructurales. Los capítulos que describen el diseño de los elementos estructurales, como es el caso de vigas, solo tomarán como referencia un caso particular del proyecto para describir el proceso de diseño. Sin embargo, capítulos generales como el de análisis sísmico describirán el proceso en su totalidad.

Finalmente, el desarrollo del proyecto permite emplear la mayoría de herramientas que se han remitido a un marco conceptual para crear un diseño con todos los estándares del ejercicio profesional. Además, brinda el desarrollo de las capacidades críticas que requiere todo ingeniero para poder interpretar de forma adecuada los resultados y emplearlos para soluciones reales.

## 2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

### 2.1 Descripción

El diseño estructural del proyecto se realiza a partir de los planos de Arquitectura de un proyecto existente, el edificio en desarrollo es parte de un condominio donde hay un área aparte para estacionamientos. El edificio se encuentra ubicado en el distrito de Surquillo el cual será tomado como referencia para el análisis sísmico, sobre un terreno cuyo suelo de cimentación es grava (suelo S1 de la Norma E.030 (referencia 5)).



*Figura 2-1 Vista General del edificio Fuente: Elaboración Propia*

El edificio por diseñar consta de 6 pisos destinado a uso multifamiliar, el área es típica en todos los niveles y consta de 2 departamentos desde el nivel 2 hasta el último piso. En el caso de la planta del primer nivel, solo contará con un departamento mientras que el área restante será un lobby de recepción. El edificio no cuenta con sótano ni estacionamiento, puesto que es parte de un condominio más grande.

La arquitectura que se presenta en la planta típica no es compleja, se puede decir que es de forma rectangular con pequeñas esquinas entrantes a los extremos posteriores, las dimensiones de estas deben ser analizadas de acuerdo con la Norma E.030 (referencia 5) para determinar si son prescindibles para el diseño. Los elementos arquitectónicos en el interior constan, en su mayoría, de tabiques de 10 cm de espesor. La azotea no presentará elementos no estructurales como tabiques.

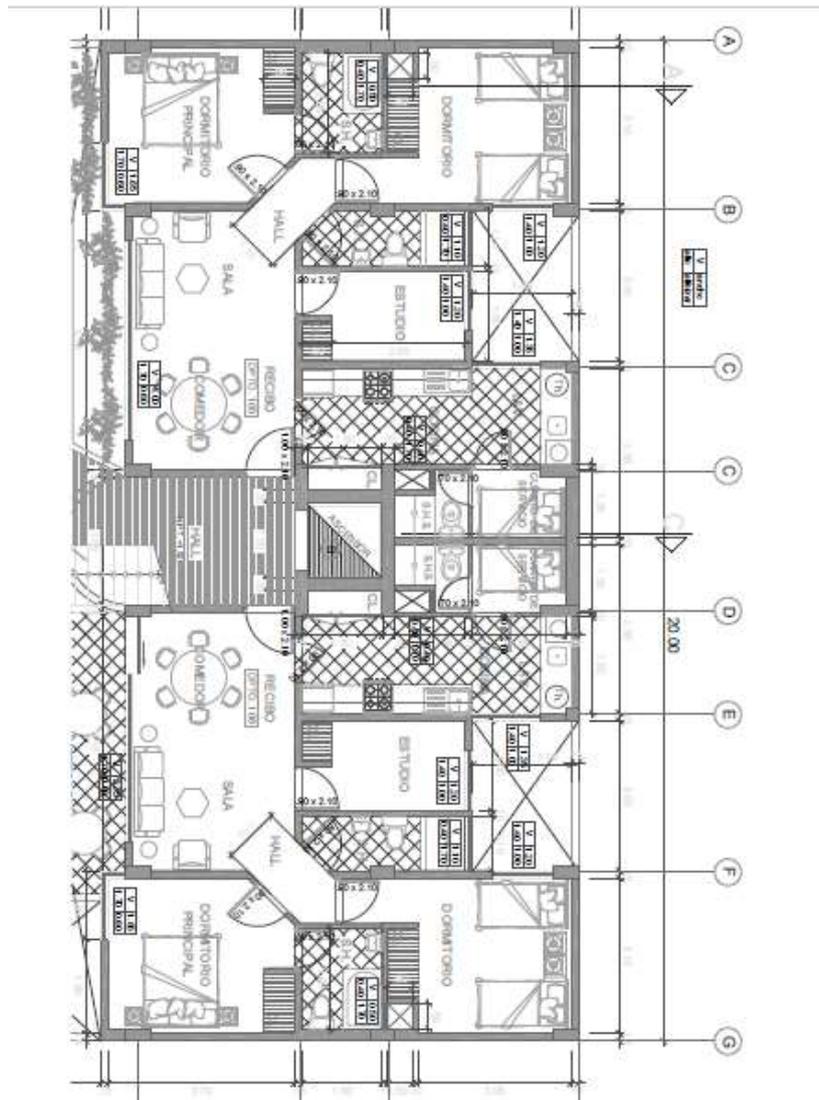


Figura 2-2 Planta de Arquitectura Fuente: Elaboración Propia

Las áreas de los departamentos por piso son aprovechados de forma eficiente y está pensado para albergar familias de hasta 4 personas. Entre los departamentos, se encuentra una pequeña losa y escaleras que conectan las viviendas con el ascensor del edificio. De esta forma, se cuenta con una planta destinada a uso familiar que tiene un área de 180 m<sup>2</sup>, en su totalidad el edificio tendrá 1080 m<sup>2</sup> de área construida.

## 2.2 Consideraciones generales para el diseño

### 2.2.1 Normas empleadas para el análisis y diseño del edificio

- Norma E.020 de cargas.
- Norma E.030 de Diseño Sismoresistente.
- Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones.
- Norma E.060 de Concreto Armado.

### 2.2.2 Cargas actuantes

El análisis y diseño del edificio se realizará tomando en cuenta 3 tipos de carga: carga muerta (CM), carga viva (CV) y carga de sismo (CS). Las cargas muertas y vivas son consideradas cargas gravitatorias y tienen dirección vertical.

- Carga muerta (CM): Estas cargas son regidas por el peso propio de cada uno de los materiales que compone la estructura. Esto incluye elementos estructurales, tabiquería y equipos que, una vez instalados, conforman un sistema de fuerzas que actuará de forma permanente durante la vida útil del edificio.
- Carga viva (CV): Las cargas vivas están definidas por todos los elementos móviles, así como los usuarios para los que será destinada la estructura. Este tipo de cargas se considera que no será permanente durante la vida útil y por su variabilidad en algunos casos es necesario hacer algunas permutaciones en la posición de las mismas para un correcto diseño.
- Carga de sismo (CS): Son las cargas generadas por un movimiento telúrico. Su comportamiento es complejo y variable, su representación se realizará mediante los métodos que valida la Norma E.030 (referencia 5) de diseño sismorresistente.

El metrado de cargas Gravitatorias será realizado bajo los métodos y criterios propuestos por la norma E.020 (referencia 7) de cargas.

## 2.3 Diseño de elementos estructurales

Una vez realizado el análisis sísmico, y estimadas las cargas, se procederá a hacer la envolvente de cargas para el diseño de los elementos estructurales de concreto armado basado en la Norma E.060 (referencia 6), con esto será posible hallar la resistencia requerida. Las cargas de sismo son representadas en ambas direcciones (x e y) de la estructura.

Los tipos de combinación para la envolvente son:

- $U = 1.4 CM + 1.7 CV$
- $U = 1.25 (CM+CV) + CS$
- $U = 1.25 (CM+CV) - CS$
- $U = 0.9 CM + CS$
- $U = 0.9 CM - CS$

### 2.3.1 Resistencia de diseño

De acuerdo con la Norma E.060 (referencia 6), la resistencia nominal de una sección de concreto reforzado se obtiene al multiplicarse por un factor de reducción a la resistencia de diseño. Esta reducción para el diseño se debe a la dispersión en las propiedades de los materiales durante los procesos de construcción; ya que, no es posible conocer con exactitud la resistencia del concreto armado in situ. Además, se tiene conocimiento que los métodos de diseño que se emplean son aproximaciones del comportamiento de los elementos estructurales en la realidad, esta inexactitud sugiere que se incremente las solicitudes para aumentar la confiabilidad del comportamiento que se desea. A continuación, se dan los factores de reducción para la resistencia nominal en la Tabla 2-1:

Tipo de sollicitación	$\Phi$
Flexión sin carga Axial	0.90
Flexión con carga Axial en compresión	0.70
Fuerza Cortante torsión	0.85

Tabla 2-1 Factores de reducción por tipo Fuente: Norma E.060

- Diseño por flexión

El diseño por flexión, como método de análisis, está presente en la mayoría de los elementos que conforma la estructura del edificio. Este centra el análisis en los esfuerzos generados por momentos a lo largo de una sección y las fallas son de tipo dúctil. La fórmula para el diseño es proporcionada por la norma E.060 (referencia 6) y está dada por la siguiente ecuación:

$$M_u \leq \phi * M_n$$

Donde  $M_u$  es la resistencia última o resistencia requerida por la sección y  $M_n$  es la resistencia nominal (resistencia con la que se calcula el área de refuerzo).

La mayoría de las secciones trabajadas en el diseño de la estructura del edificio tendrán las siguientes ecuaciones a partir de la desigualdad mencionada para calcular el acero de refuerzo:

$$\phi \text{ (en flexión)} = 0.9$$

$$M_u = 0.9 * M_n$$

$$M_n = 0.85 * f'_c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$0.85 * f'_c * b * a = f_y * (A_s)$$

b: Ancho de sección

d: Peralte efectivo de la sección a analizar

a: Altura de sección del bloque de compresiones

Estas 3 ecuaciones constan de 2 variables que de primer plano no se tienen ( $a$  y  $A_s$ ); por esta razón, al desarrollarlas se llega a las 2 siguientes ecuaciones que serán las fórmulas de cálculo para el acero:

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 * \frac{|M_u|}{0.9 * 0.85 * f'_c * b}}$$

$$A_s = \frac{|M_u|}{0.9 * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Su aplicación en el diseño estructural es requerida en los siguientes elementos:

- Vigas
  - Losas
  - Escaleras
  - Zapatas
- Diseño por cortante

El diseño por fuerza cortante se enfoca en controlar los esfuerzos de corte que en algunos elementos son suficientemente fuertes para generar una falla de tipo frágil, por lo que el refuerzo en estas secciones es necesario. Cabe resaltar que es conveniente que un edificio falle de forma dúctil y no frágil, ya que esta última se da de forma abrupta y genera daños menos controlables por lo que este diseño toma igual relevancia que el de flexión. El diseño por cortante se aplica en los siguientes elementos:

- Losas
- Vigas
- Muros
- Zapatas

Las losas por lo general no reciben solicitudes de corte muy importantes, el refuerzo de losas por cortante es muy raro, pero se mencionará en el capítulo de diseño solo para demostrar la falta de necesidad de refuerzo.

La norma E.060 (referencia 6) define la ecuación de corte de la siguiente manera:

$$V_u \leq \phi * V_n$$

$V_u$  se define como resistencia última de corte (también mencionada como fuerza última de corte) en la sección y  $V_n$  es la resistencia nominal de corte. Además, la resistencia nominal consta de 2 contribuciones:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde  $V_c$  es el aporte a la resistencia del concreto y  $V_s$  es la resistencia extra que recibe la sección por el acero de refuerzo (en general dada por estribos). Esta desigualdad derivará las siguientes ecuaciones:

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

La resistencia de concreto se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Además, se puede calcular la resistencia de corte del acero mediante la siguiente ecuación:

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

Av: Área total de acero perpendicular a la sección

S: Espaciamiento de refuerzo

- Diseño por flexo compresión:

Este último diseño se aplica en muros y columnas debido a que estos elementos interactúan con cargas verticales; por lo tanto, y a diferencia de los demás elementos, este soporta fuerzas axiales importantes correspondientes al peso propio del edificio. Su análisis es de tipo iterativo y será explicado a detalle en la etapa de diseño de muros y columnas.

## 2.4 Condiciones generales de la estructura

- Estudios de suelo

Suelo con capacidad portante de 45 ton/m<sup>2</sup>

Ubicación: Surquillo – Lima

Tipo de suelo: Grava arenosa

- Material: Concreto armado

Resistencia nominal en compresión (f'c): 210 Kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de elasticidad (Ec): 217000 Kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de Poisson (ν): 0.15

- Acero de refuerzo (Acero corrugado, grado 60)

Esfuerzo de fluencia (f'y): 4200 Kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de elasticidad (Es): 2000000 Kg/cm<sup>2</sup>

Deformación unitaria en fluencia: 0.0021

## 2.5 Integración de la información en el modelo BIM

Para facilitar la recopilación de la información de diseño y centralizarla de forma integrada, se desarrollará un modelo BIM del proyecto. Los modelos BIM en el diseño estructural son útiles para poder entender mejor el proyecto desde una perspectiva 3D, facilita la interacción entre las disciplinas de Arquitectura y Estructuras para lograr un diseño coherente con las necesidades del proyecto. Además, contienen información valiosa del proyecto, desde las dimensiones hasta los detalles en el acero de refuerzo.

La integración del modelo BIM inicia una vez que se finalizan los cálculos preliminares de la etapa de predimensionamiento. El modelo 3D desarrollado contiene a su vez el modelo analítico que será exportado a Robot Structural para su análisis sismorresistente. Por motivo de estudio, se van a comparar los resultados obtenidos en esta plataforma BIM con los resultados obtenidos del modelo analítico en Etabs.

En las etapas de diseño de elementos, el modelo BIM será retroalimentado con las áreas de refuerzo que serán incorporadas en el proyecto. Durante esta etapa se generarán todos los planos de estructuras desde la plataforma Revit.

El proyecto integra también el modelo BIM de arquitectura que es de utilidad para el cálculo de la carga muerta por tabiquería como se verá en el capítulo de metrado de cargas.

### 3 ESTRUCTURACIÓN

Como se mencionó en la descripción, el proyecto ya cuenta con los planos de arquitectura diseñados. Sin embargo, la distribución geométrica de los elementos estructurales que servirán de soporte frente a las cargas solicitadas es parte del desarrollo de esta tesis. Se hace hincapié en que esta etapa del diseño estructural es muy importante; ya que, la respuesta del edificio, así como los parámetros máximos que establece la norma sismorresistente dependerán de una correcta estructuración. Además, no solo se debe desarrollar una adecuada distribución para el desempeño estructural, sino también se debe tener criterio para no interferir con los espacios arquitectónicos del edificio.

Cuando la arquitectura de un edificio es más compleja; es decir, es más irregular tanto en planta como en altura, será más complicado proveer al edificio de una adecuada estructuración que respete los espacios para los que fue diseñado y mantenerse dentro de los estándares exigidos frente a un sismo. Para el caso del proyecto en desarrollo, se cuenta con mucha ventaja, ya que el edificio es regular en todas las plantas y la distribución de los espacios es simétrica. Se ha demostrado que las estructuras que mantienen áreas en planta muy cercanas a secciones rectangulares o cuadradas reaccionan de forma eficiente frente a un sismo y los desplazamientos son más fáciles de controlar.

#### 3.1 Definición de sistemas estructurales por eje

Una vez definida la naturaleza e importancia de la etapa de estructuración, se comienza por definir el tipo de sistema estructural por el que se optará diseñar el edificio. Como se puede ver en la Figura 3-1, se puede aprovechar la simetría del eje Y-Y en planta y colocar 2 muros estructurales largos a los extremos con el fin de rigidizar este eje; además, el centro puede ser controlado por las placas que se incluirán en el ascensor. De esta forma, se presume de manera preliminar que el eje Y-Y tendrá un comportamiento de muros estructurales, esta suposición se debe corroborar en el análisis sísmico del edificio. Por otro lado, para el eje X-X se proveerá a la estructura de un sistema de tres pórticos en los ejes 4, 3 y 1; además, llevará un muro en el eje 1 y otro en la parte posterior del ascensor por lo que se asume que se tiene un sistema dual. Una vez más, se recalca que estas

suposiciones deben ser verificadas y corregidas, si es necesario, durante la etapa de análisis sísmico.

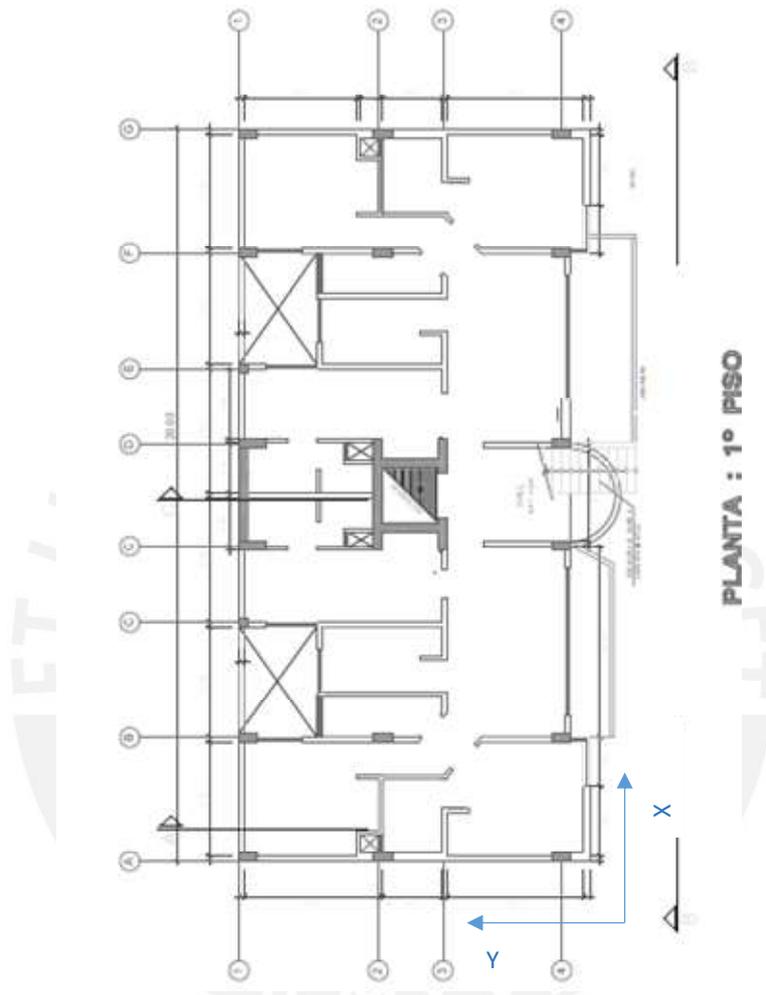


Figura 3-1 Vista de Planta de Arquitectura Fuente: Elaboración Propia propia

### 3.2 Análisis en planta

Como se mencionó anteriormente, un sistema simétrico y cercano a una forma rectangular es muy beneficioso para el control de desplazamientos de una estructura. Sin embargo, aunque una estructura tenga una planta muy cercana a la rectangular, la relación de longitudes entre cada eje debe ser menor a 4. Esta relación entre longitudes ha sido analizada, y se puede apreciar en la Figura 3-2:

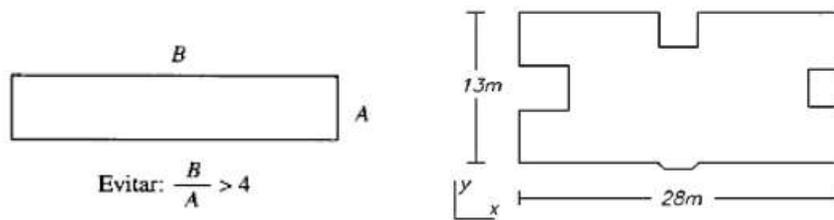


Figura 3-2 Criterio de evaluación de planta Fuente: Bazán (2004)

Por motivo de tener un valor cuantificable, Bazán (2004) hace hincapié en controlar que la razón entre las dimensiones del edificio sea menor a 4. Al verificar las longitudes del edificio en planta se tiene:

$$\frac{B}{A} = \frac{28}{13} = 2.15$$

De esta forma, se puede apreciar que la rigidez en el eje Y-Y se debe controlar, pero a priori se puede suponer que los desplazamientos no serán críticos en este eje (Bazán 2004).

Finalmente, la posición de las columnas que componen los pórticos en X-X estarán distribuidas de modo que no interfieran con la tabiquería o espacios de arquitectura. Además, la distancia entre las mismas no debe ser muy reducida para poder desarrollar una adecuada flexión en las vigas y no sufrir problemas por fuerzas de corte.

La propuesta final del predimensionamiento se detalla a continuación en la Figura 3-3.

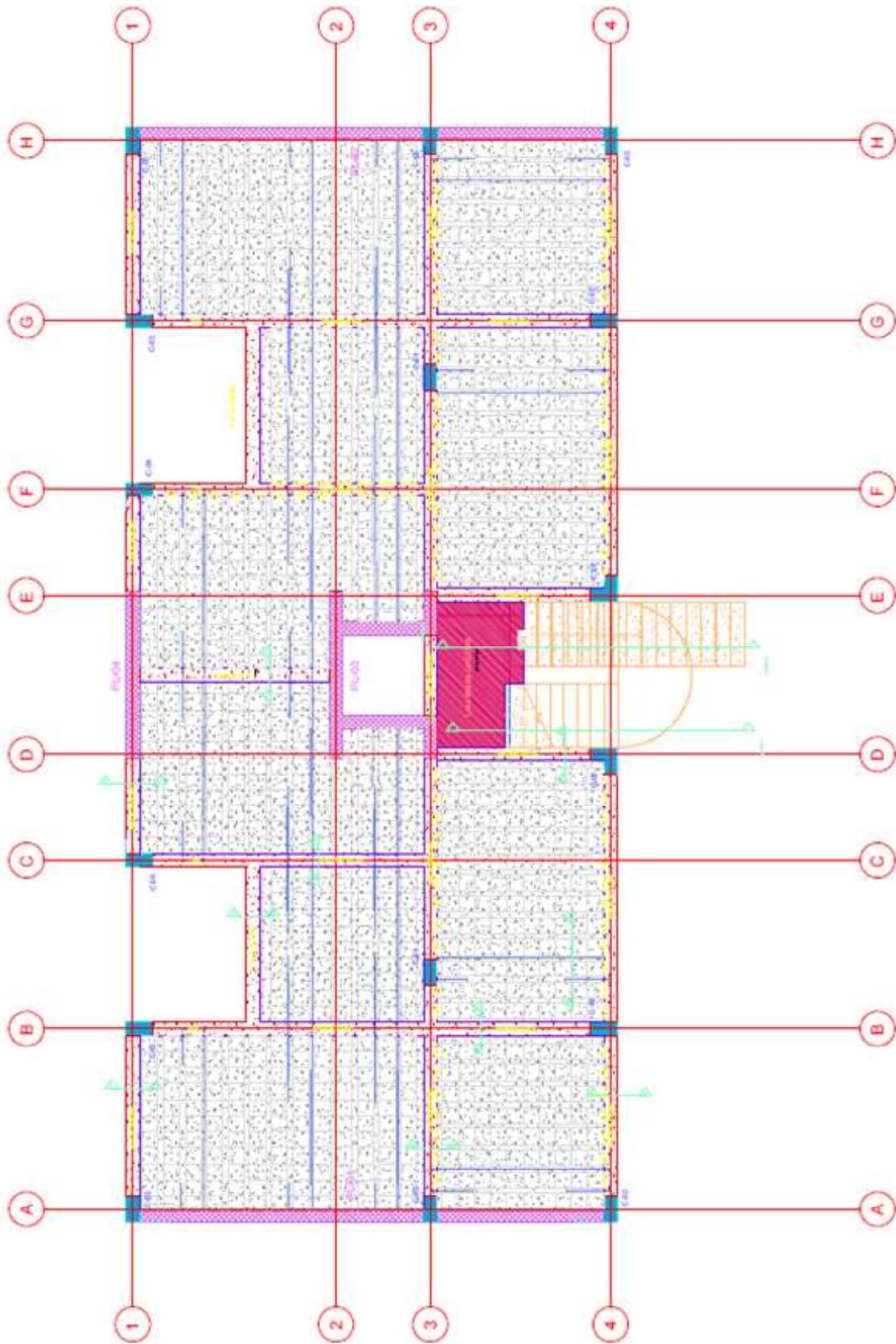


Figura 3-3 Planta estructurada Fuente: Elaboración propia

## 4 PREDIMENSIONAMIENTO

### 4.1 Dirección y espesor de losas

Según el libro de “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto Armado” (referencia 1) del ingeniero Antonio Blanco, la losa requerirá de menor resistencia mientras esta tenga menor luz. Tomando en cuenta ese parámetro se reafirma la posición de elegir 3 pórticos en la dirección del eje X-X al igual que la dirección de las losas; ya que, por medio de vigas en cada uno de los ejes en la dirección Y-Y se alcanza una luz no mayor a 3.45m. En la Tabla 4-1 se describen los criterios del libro del ingeniero Blanco:

Peralte h	Rango recomendado de Luz en vigas
17 cm	Menores a 4.00 m
20 cm	Entre 4.00 y 5.50 m
25 cm	Entre 5.00 y 6.50 m
30 cm	Entre 6.00 y 7.50 m

Tabla 4-1 Luces para el cálculo Fuente: Blanco 1994

De acuerdo con la tabla 4.1 se infiere que el peralte adecuado para el diseño de la losa del edificio entre los ejes 1 y 3 debe ser de 17 cm. Por motivo de mantener distancias cortas entre ejes y asegurar la uniformidad de losas (que favorece a la arquitectura del edificio), se cambia la dirección del aligerado en 4 y 3, de esta forma se conserva una luz menor a 4 metros. Si no se modificaba la dirección del aligerado entre los ejes 1 y 3, hubiera sido necesario un peralte de 25 cm, lo cual hubiera provocado un aumento de peso en la estructura.

Ya definido el peralte que tendrán las losas, se puede cuantificar el peso por metro cuadrado que tendrán. Al tener 17 cm se estima un peso propio de 280 Kg/m<sup>2</sup>, este dato es muy importante para el análisis estructural.

### 4.2 Dirección de vigas peraltadas

En la etapa de estructuración se definió y se presentó un modelo para el pórtico. Con la posición de las columnas definidas, ya se cuenta con la distancia de la luz entre las mismas, este dato es útil para estimar el espaciamiento entre vigas que tendrá la estructura. Una vez más se recurre al libro del ingeniero Antonio Blanco que presenta

un criterio sencillo pero eficaz para estimar la sección necesaria en las vigas. A continuación, en Tabla 4-2 presenta las dimensiones para una sección de acuerdo con la distancia de luz:

Luz en vigas	Dimensiones estimadas
L ≤ 5.50 m	(25cm x 50cm), (30cm x 50cm)
L ≤ 6.50 m	(25cm x 60cm), (30cm x 60cm), (40cm x 60cm)
L ≤ 7.50 m	(25cm x 70cm), (30cm x 70cm), (40cm x 70cm), (50cm x 70cm)
L ≤ 8.50 m	(30cm x 75cm), (40cm x 75cm), (30cm x 80cm), (40cm x 80cm)
L ≤ 9.50 m	(30cm x 85cm), (30cm x 90cm), (40cm x 85cm), (40cm x 90cm)

Tabla 4-2 Dimensiones de Vigas por luz Fuente: Blanco 1994

Se debe tomar en cuenta, además, que la Norma E.060 (referencia 6) establece que las secciones en vigas el ancho mínimo debe ser 25 cm cuando estas componen pórticos (sistemas estructurales). En el plano estructurado, la luz libre mayor ( $L_n$ ) en planta es de 4.50m por lo que una sección de 25x50 cm es adecuada y permite que estas dimensiones sean regulares para todos los elementos tipo viga, esto beneficia la estética y la practicidad del edificio.

#### 4.3 Dimensionamiento en columnas

Las columnas, por ser elementos verticales, pueden afectar el diseño de los espacios interiores; es importante que la estructuración y predimensionamiento asegure un adecuado desempeño frente a las diferentes solicitaciones sin alterar la arquitectura del proyecto.

Por continuidad entre las vigas de ancho 25 cm, una de las dimensiones de las columnas mantendrá esta dimensión (25cm de longitud).

Se recurre una vez más al libro del ingeniero Antonio Blanco, el cual explica que para estructuras que contengan muros de corte en las 2 direcciones, de modo que la rigidez y resistencia sean controladas por estos muros, una forma práctica de definir el área de columna estaría dada por:

$$Área_{col} = \frac{P_{servicios}}{0.45 * F'c}$$

Además, al tenerse un sistema dual las columnas absorberán solitudes menores de momentos flectores. Por esta razón, se plantean 3 tipos de columnas para el diseño en planta:

- Sección rectangular de 25cmx 50cm
- Sección tipo L de ancho 25cm caras que llegan a viga

Se hace un análisis preliminar tomando en cuenta las áreas tributarias de cada columna con el fin de verificar si estas son adecuadas para el peso demandado. Posteriormente se verificarán los resultados mediante el software ETABS.

#### 4.4 Dimensionamiento de muros

Para el dimensionamiento adecuado de muros es recomendable hacerlo de acuerdo con los resultados en el análisis sísmico realizado en los softwares ETABS y Robot Structural Analysis. Esto se justifica debido a que el espesor de las placas dependerá estrictamente del nivel de rigidez que requiera la estructura, con el fin de controlar los desplazamientos. Con la recreación de un sismo se puede modificar el espesor de forma más razonable y con mayor criterio. Sin embargo, el análisis se iniciará con un espesor mínimo de 20 cm que, en caso de ser requerido, será modificado.

#### 4.5 Creación del modelo BIM

Concluido el predimensionamiento de cada elemento que conforma la estructura, es posible generar el modelo BIM de estructuras y arquitectura del proyecto. Dentro de la metodología BIM de trabajo es recomendable modelar inicialmente la estructura cuando no se cuenta con un modelo previo de Arquitectura, debido a que el modelo estructural tiene un volumen total mucho mayor.

Los elementos contenidos en un modelo BIM, así como los parámetros contenidos varían de acuerdo con la especialidad que se trabaja y la etapa de desarrollo en la que se encuentra.

La plataforma de modelado BIM que se utilizó para este proyecto corresponde a Revit, software de Autodesk con alta difusión comercial en el mercado.

##### 4.5.1 Modelo BIM de estructuras

El modelo BIM de estructuras se realiza a partir de los elementos definidos en la estructuración y predimensionamiento. Para el desarrollo del proyecto se emplearon los elementos, correspondientes al software Revit, definidos a continuación:

- Columnas Estructurales: Elementos verticales que conforman las columnas de la estructura.

- Armazón Estructural: Bajo esta forma se modelan los elementos que corresponden a las vigas peraltadas y vigas de cimentación del proyecto.
- Techos: Corresponde a la losa aligerada y maciza del proyecto. No incluye el piso terminado de la Arquitectura del proyecto.
- Muros Estructurales: Corresponde a las placas del proyecto, de haber muros de contención su aplicación también se extendería a estos elementos.
- Structural foundation Slab: Los elementos que corresponden a la cimentación de la estructura son modelado bajo esta categoría.

Los elementos que componen el modelo BIM contienen parámetros con la información relacionada al proyecto. Los parámetros más importantes utilizados están descritos en la Tabla 4-3:

Parámetro	Descripción	Ejemplo
Tipo de Elemento	Tipo de elemento y dimensión asignados según lo definido en la estructuración y predimensionamiento.	C-01 (0.30X0.60)m
Código de Elemento	Código numérico único empleado para identificar un elemento específico del proyecto.	C123
Nivel de elemento	Indica el Piso al que pertenece un determinado elemento.	Nivel 03
Material	El tipo de material del que está compuesto un elemento estructural	F'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 4-3 Descripción de Parámetros Fuente: Elaboración Propia

Además, de los parámetros ingresados al proyecto. También se integraron las propiedades del material de concreto armado de resistencia 210 Kg/cm<sup>2</sup>. Estas propiedades serán útiles para la etapa de análisis sísmico del modelo analítico, beneficiando un desarrollo más automatizado y con menos probabilidad de error en los datos ingresados como se observa en la Figura 4-1.

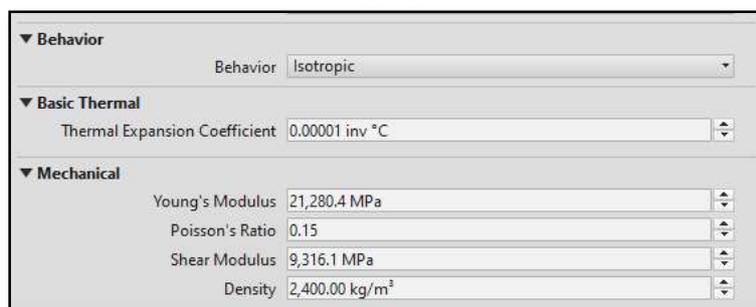
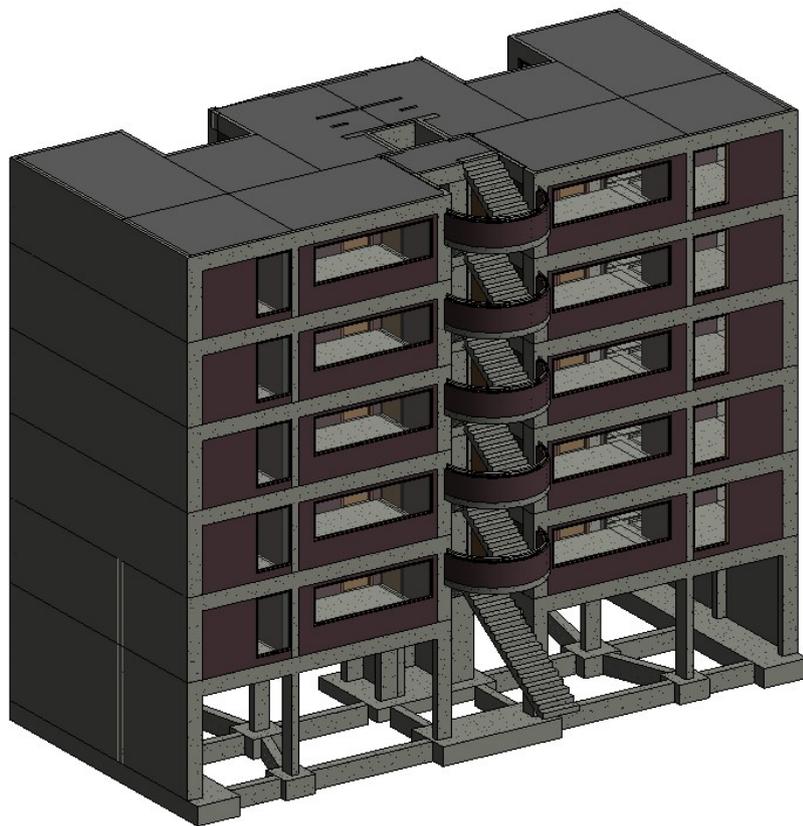


Figura 4-1 Propiedades del Concreto Armado en Revit Fuente: Revit Structure

#### 4.5.2 Modelo BIM de arquitectura

Además del modelo BIM de estructuras, se desarrolla el modelo BIM de arquitectura para integrar la información del proyecto de ambas disciplinas en una sola data. Además, la disponibilidad de un modelo 3D ayuda a mejorar la percepción del proyecto y detectar de forma temprana interferencias entre la arquitectura y estructura; esto podría generar cambios en etapas incluso posteriores al diseño estructural generando un entorpecimiento del flujo de trabajo (ver Figura 4-2).

El modelo BIM de arquitectura, así como el modelo BIM de estructuras serán útiles para la extracción del metrado de elementos, proceso necesario para el metrado de cargas que se verá en capítulos posteriores del diseño.



*Figura 4-2 Modelo BIM de Arquitectura y Estructura Integrado Fuente: Revit Structure*

## 5 ANÁLISIS SÍSMICO

Para garantizar que la estructura tenga un desempeño adecuado es necesario realizar un análisis sísmico de la misma, ya que el Perú está ubicado en una zona altamente sísmica. Con este objetivo, es posible realizar dos tipos de análisis que permiten verificar el acierto de los resultados. El primero de ellos es el análisis estático traslacional, que se desarrolla en dos dimensiones; y el segundo es el análisis dinámico tridimensional, que es más detallado que el primero, por lo que tiene mayor relevancia. Ambos métodos son aplicados de acuerdo con lo estipulado en la Norma E.030 (referencia 5) actualmente vigente.

La evaluación del modelo analítico será analizada en 02 plataformas que trabajan bajo el mismo principio de elemento finitos: Robot Structural Analysis y ETABS. Una de las ventajas que supone el uso de Robot Structural frente a otros programas de análisis es la excelente integración que tiene con los modelos BIM de la plataforma Autodesk como Revit, facilita el flujo de interacción y mitiga potenciales errores de generación del modelo analítico. Por otro lado, ETABS es un software de CSI cuyo uso en el diseño estructural es bastante extendido; por ello, es considerado una plataforma con resultados bastante confiables. El propósito de este capítulo, además del diseño sismorresistente, es verificar la confiabilidad del uso de ROBOT para el análisis sísmico, sus ventajas, desventajas y diferencias entre los resultados.

### 5.1 Condiciones generales para el análisis

#### 5.1.1 Factor de zona (Z)

De acuerdo con la ubicación de la estructura es asignado un factor de zona que representa la aceleración máxima de sismo de la región a la que pertenece con 10% de probabilidad de ser superada en 50 años, esto está detallado en la Norma E.030 (referencia 5). Para la estructura en cuestión, la ubicación en Lima corresponde a la zona 4; lo que de acuerdo a la norma representa **Z=0.45**.



Figura 5-1 Mapa de Zonas sísmicas de Perú Fuente: Norma E.030

### 5.1.2 Factor de suelo (S)

En función a las características físicas del suelo sobre el que se plantea construir se definen los parámetros S, Tp, TI. La Norma E.030 (referencia 5) asocia la ubicación (**Z4**) con el tipo de suelo (**S1**) y de estos se obtiene el factor de suelo. En el caso de la edificación a evaluar, este factor tiene un valor de **S=1.00**

	<b>S0</b>	<b>S1</b>	<b>S2</b>	<b>S3</b>
<b>Z4</b>	0.80	1.00	1.05	1.10
<b>Z3</b>	0.80	1.00	1.15	1.20
<b>Z2</b>	0.80	1.00	1.20	1.40
<b>Z1</b>	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 5-1 Factor de suelo Fuente: Norma E.030

### 5.1.3 Factor de amplificación sísmica (C)

Este parámetro se basa en los periodos Tp y TI, que se determinan con el tipo de suelo (**S1**). Para este caso, los valores de los periodos son **Tp=0.40** segundos y **TI=2.50** segundos.

	<b>S0</b>	<b>S1</b>	<b>S2</b>	<b>S3</b>
<b>Tp (s)</b>	0.3	0.4	0.6	1.0
<b>TI (s)</b>	3.0	2.5	2.0	1.6

Tabla 5-2 Cálculo de Tp y TI Fuente: Norma E.030

A continuación, deben compararse los valores de Tp y TI obtenidos con el valor del periodo fundamental de vibración, que resulta de aplicar alguno de los dos métodos propuestos por la Norma E.030 (referencia 5), de los cuales, se presenta el más práctico a continuación:

$$T = h_n / C_t$$

Ecuación 5.1. Periodo fundamental de vibración. Fuente: Norma E030

T: Periodo fundamental de vibración

hn: altura total del edificio

Ct: variable en función al tipo de estructura (45 en este caso)

- En X-X:

La altura total del edificio comprende desde la base hasta la parte superior de este, para lo cual se tiene un  $h_n = 15.6$  m. De acuerdo a la Norma E.030 (referencia 5), los pórticos duales presentan un  $C_t = 45$ .

$$\frac{h_n}{C_t} = \frac{15.6}{45} = 0.35$$

**T < Tp entonces C = 2.5**

Sin embargo, para lograr un resultado más cercano a la realidad, se evaluó el periodo fundamental con la fórmula alternativa de la Norma E.030 (referencia 5) que es parte del programa ETABS, el cual será utilizado y descrito posteriormente en la sección 5.2. De este procedimiento resultó un periodo fundamental de 0.371 segundos, similar al obtenido con la ecuación 5.1, lo que resulta en el mismo **C = 2.5**.

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left( \sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2 \right)}{\left( g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i \right)}}$$

Mode	Periodo (s)
1	0.371
2	0.171
3	0.124
4	0.091
5	0.045
6	0.042
7	0.033
8	0.026

Tabla 5-3 Resultado de los periodos fundamentales Fuente: ETABS

Los modos 1 y 2 corresponden los periodos fundamentales de la estructura en los ejes principales.

Eje	T(s)
X-X	0.371
Y-Y	0.171

Tabla 5-4 Periodos fundamentales de la estructura Fuente: ETABS

#### 5.1.4 Factor de uso (U)

Este factor depende de la utilización que se le vaya a dar a la edificación; en este caso, por ser un edificio destinado a la vivienda, corresponde categorizarlo como edificación tipo C, que representa a las edificaciones comunes. Esta categoría determina que el factor de uso sea **U=1**.

## 5.2 Modelamiento tridimensional

### 5.2.1 Modelamiento analítico en ETABS

El primer software en el cual se genera el modelo Analítico es ETABS, a diferencia de Robot, no se brindarán mayores detalles del modelado puesto que es una plataforma ampliamente usada en el rubro. Sin embargo, se mencionan los criterios utilizados para el modelo analítico.

El modelo de la estructura no consideró en el trazo a los voladizos; sin embargo, sí se tomó en cuenta el peso de estos al evaluar las vigas sobre las que están apoyados. Por otro lado, acerca de las dimensiones introducidas al programa, las que corresponden a las placas fueron obtenidas en el predimensionamiento, así como las de las vigas, losas y columnas, esto fue detallado en el capítulo 4. Por otro lado, la escalera junto al ascensor fue modelada como una losa maciza. Estas dimensiones podrían variar si es que fuera necesario para que cumplan con lo establecido en la Norma E030.

En cuanto a las consideraciones específicas al ingresar los elementos al programa, cabe mencionar que las losas aligeradas fueron modeladas como membranas en una dirección y las macizas en dos direcciones; tanto las vigas como las columnas fueron trazadas como elementos lineales tipo 'frame'; además, las placas fueron modeladas como elementos del tipo 'shell' y los muros divididos en elementos finitos. Debe mencionarse también que las condiciones de borde utilizadas fueron empotramientos en la base para restringir los giros.

Es importante resaltar que para cada losa fue asignado un diafragma rígido para evitar los desplazamientos relativos en los planos. Por otro lado, los valores utilizados para el módulo de Poisson y elasticidad fueron de 0.15 y 220000 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. También, en los extremos de las vigas en las que se tenía la seguridad de que no presentarían momentos flectores, se quitaron las restricciones al giro por flexión.

## Definición de materiales

Propiedades del Concreto y Acero:

Descripción	Cant.
Peso de Concreto	2.4 Ton/m <sup>3</sup>
Módulo de Elasticidad (Ec)	2.2* 10E6 Ton/m <sup>2</sup>
Módulo de Poisson ( $\mu$ )	0.15
Resistencia (F'c)	210 kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia del Acero (Fy)	4200 kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 5-5 Propiedades de materiales Fuente: ETABS

Elementos modelados

- Placas: elemento tipo Wall, requieren espesor
- Vigas: tipo Frame, requieren sección definida
- Losa aligerada: elemento tipo Shell, se ingresa como membrana. Las escaleras del edificio también se definen como aligerado.

Consideraciones para el modelado:

- La estructura va empotrada a la base, al no tener sótano se considera que la cimentación no experimenta giros significativos.
- El peso de la tabiquería se distribuye uniformemente por toda la losa
- Se asigna un diafragma rígido a cada piso del Edificio

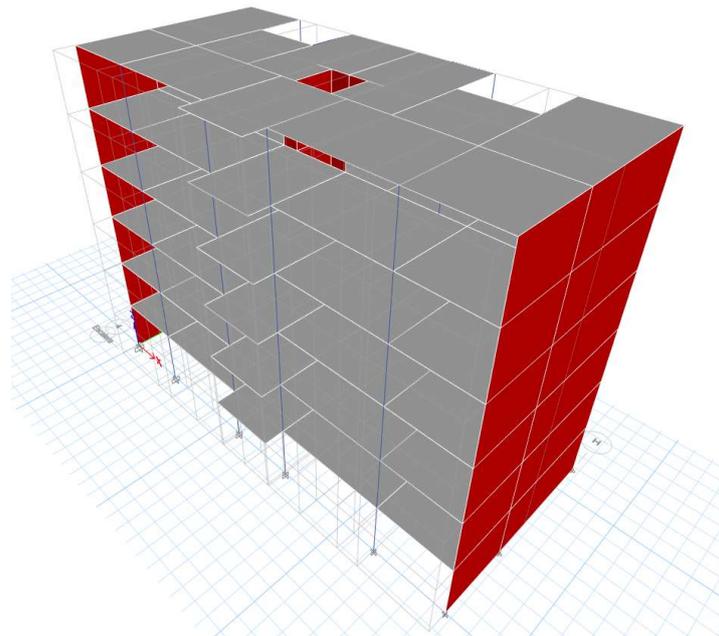


Figura 5-2 Proyecto modelado Fuente: ETABS

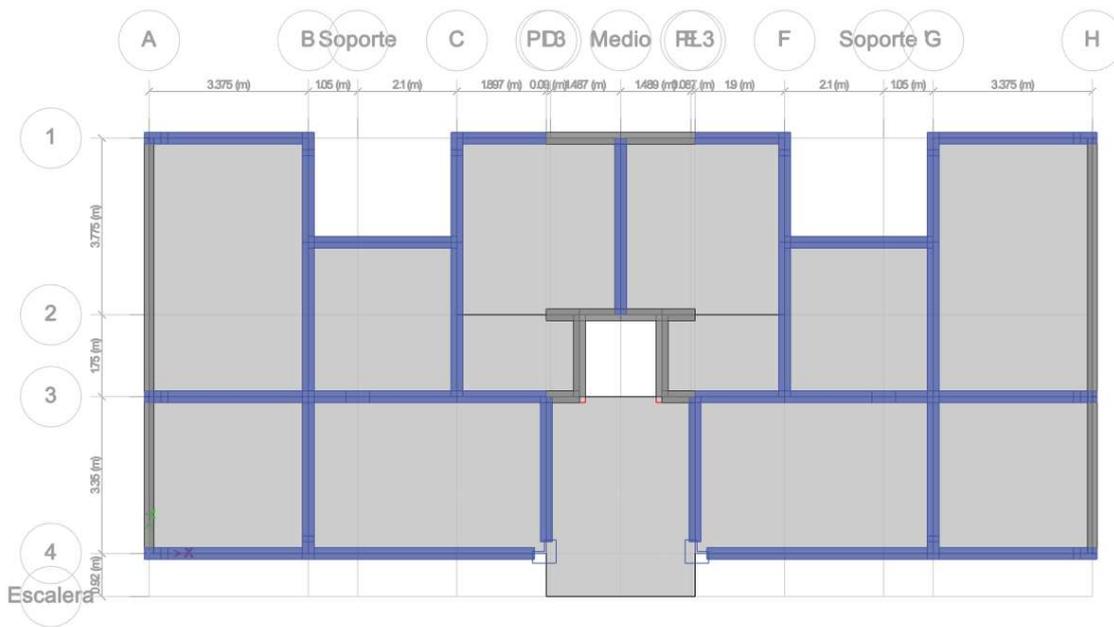


Figura 5-3 Planta modelada Fuente: ETABS

## 5.2.2 Modelamiento analítico en Robot Structural Analysis

Para el uso de Robot Structural Analysis, se aprovechará la interconexión existente que tiene Autodesk entre sus plataformas BIM. Ya se había comentado que una de las grandes ventajas del uso de Robot Structural es la importación directa desde el modelo BIM generado en Revit. Para asegurar el flujo óptimo de trabajo es necesario preparar el modelo BIM de estructuras antes de ser exportado.

### 5.2.2.1 Revisión del modelo analítico

- Verificación de los Nodos Analíticos

Durante el capítulo de Predimensionamiento se creó un modelo BIM de estructuras, una de las características de Revit estructural es que por defecto se genera un modelo analítico. Este modelo es el que será exportado hacia Robot Structural, sin embargo, es necesario revisar que los nodos estén correctamente creados.

Revit Structural cuenta con herramientas de edición que permiten ajustar el modelo analítico, es importante la revisión con el fin de evitar errores o sesgos en el análisis estructural en Robot Structural. Es posible definir las condiciones de empotramiento en la base de la estructura desde Revit, tanto en columnas como en placas se restringieron todos los grados de libertad en la base inferior.

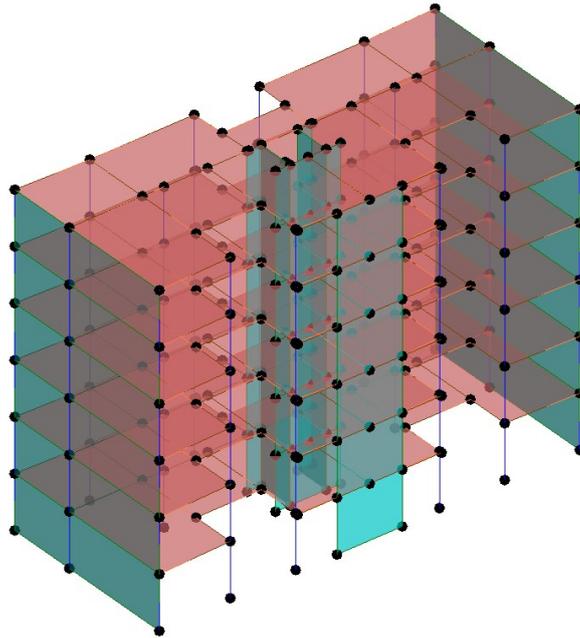


Figura 5-4 Modelo Analítico BIM Fuente: Revit Structure

- Creación de Brazos rígidos

Es posible que se tengan que crear brazos rígidos cuando las columnas y vigas tienen desfases en los ejes principales o cuando 2 nodos estén desfasados. Es usual que el modelo analítico no esté conectado en las esquinas donde se encuentran las columnas, vigas y losas; en este tipo de escenario es necesario utilizar las herramientas de conexión de nudos para que el modelo trabaje de forma integrada.

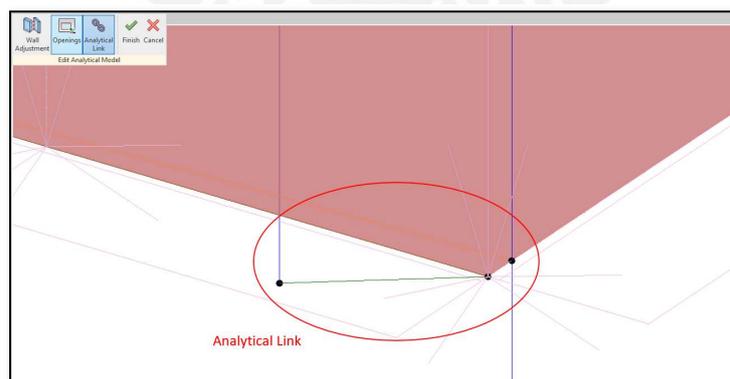


Figura 5-5 Creación de Brazos rígidos y conexión de nodos Fuente: Revit Structure

### 5.2.2.2 Integración de Cargas en el edificio

- Configuración general

La integración de las cargas (carga muerta, carga viva y carga de sismo) en la forma tradicional corresponde a un paso dentro del software de análisis sísmico; sin embargo, Revit tiene una paleta de comandos de comandos dedicados para la creación y edición de cargas al modelo de estructuras. Por otro lado, la propiedad peso específico del concreto armado ingresado en los materiales permite el cálculo del peso propio. Las cargas de sismo no son ingresadas en esta etapa del Diseño puesto que es mejor ingresar el espectro de sismo en el programa Robot Structural.

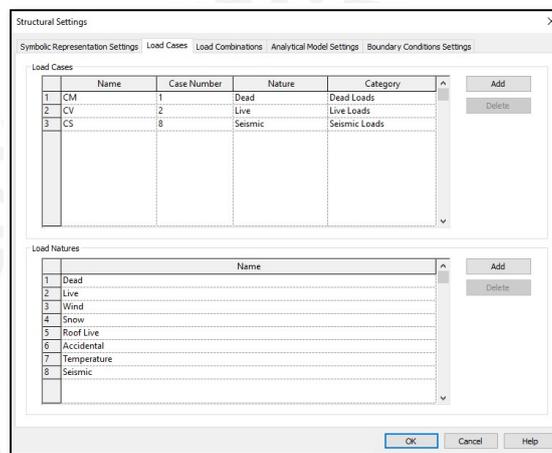


Figura 5-6 Creación de casos de carga por su naturaleza Fuente: Revit Structure

Así, mismo también se crean las combinaciones de cargas definidas para el cálculo de la envolvente definida por la Norma E.060 de Concreto armado (referencia 6).

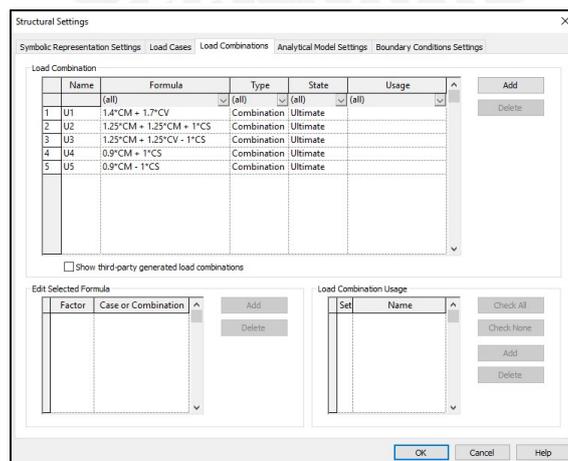


Figura 5-7 Combinación de cargas de acuerdo con la Norma E.030 Fuente: Revit Structure

- Colocación de las cargas al modelo BIM

Una vez definidos los casos de cargas y combinaciones, se agregan las cargas por tabiquería (carga muerta) y carga viva al proyecto. Para facilitar la integración de cargas por tabiques en el modelo BIM se establece que para el análisis sísmico se puede distribuir el peso total de la tabiquería sobre el área total de cada planta; de este modo, se obtiene una carga distribuida por metro cuadrado.

Para el metrado de la tabiquería, y el descuento del área de los vanos, el modelo BIM es útil ya que permite generar el metrado por niveles de forma automática y con resultados muy exactos.

<Metrado de Tabique>			
A	B	C	D
Nivel	Tipo	Longitud	Volume
Nivel 01	Tabique - 10 cm	2350	0.59 m³
Nivel 01	Tabique - 10 cm	2350	0.54 m³
Nivel 01	Tabique - 10 cm	600	0.13 m³
Nivel 01	Tabique - 10 cm	850	0.19 m³
Nivel 01	Tabique - 10 cm	1450	0.12 m³
Nivel 01	Tabique - 10 cm	1130	0.06 m³
Nivel 01	Tabique - 10 cm	3225	0.77 m³
Nivel 01	Tabique - 10 cm	675	0.15 m³
Nivel 01	Tabique - 10 cm	3525	0.69 m³
Nivel 01	Tabique - 10 cm	522	0.12 m³
Nivel 01	Tabique - 10 cm	740	0.17 m³

Tabla 5-6 Tabla de metrados BIM para tabiquería Fuente: Revit Structure

Se obtuvo una carga distribuida de 230 Kg/m<sup>2</sup> a partir del metrado total distribuido por área para cada piso. Finalmente se integró la carga viva de 200 Kg/m<sup>2</sup> para edificios de viviendas multifamiliares.

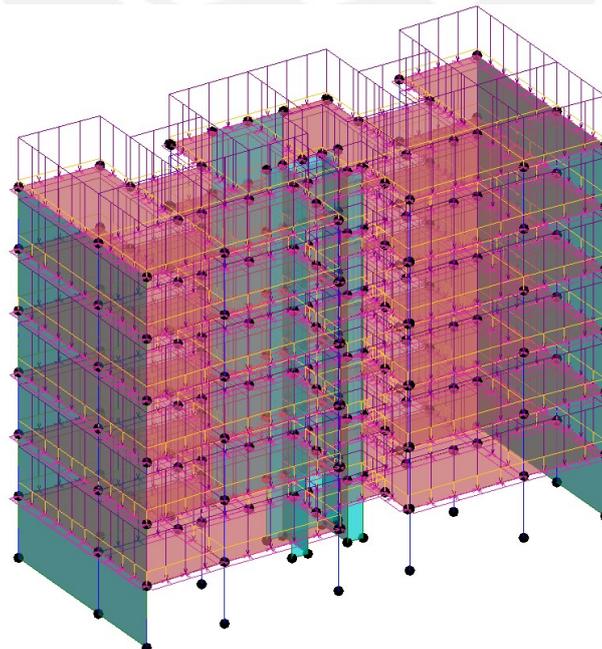


Figura 5-8 Modelo con Cargas muertas y vivas integradas Fuente: Revit Structure

### 5.2.2.3 Exportación a Robot Structural analysis

Una vez realizadas las configuraciones preliminares descritas anteriormente, se exporta el modelo desde el add-in que se encuentra en Revit. El flujo del modelo es bidireccional, esto quiere decir que cualquier modificación en las secciones, perfiles, o propiedades de los materiales se podrá actualizar de forma automática en Revit. De esta forma, el modelo BIM se retroalimenta de forma constante sin la necesidad de crear múltiples archivos.

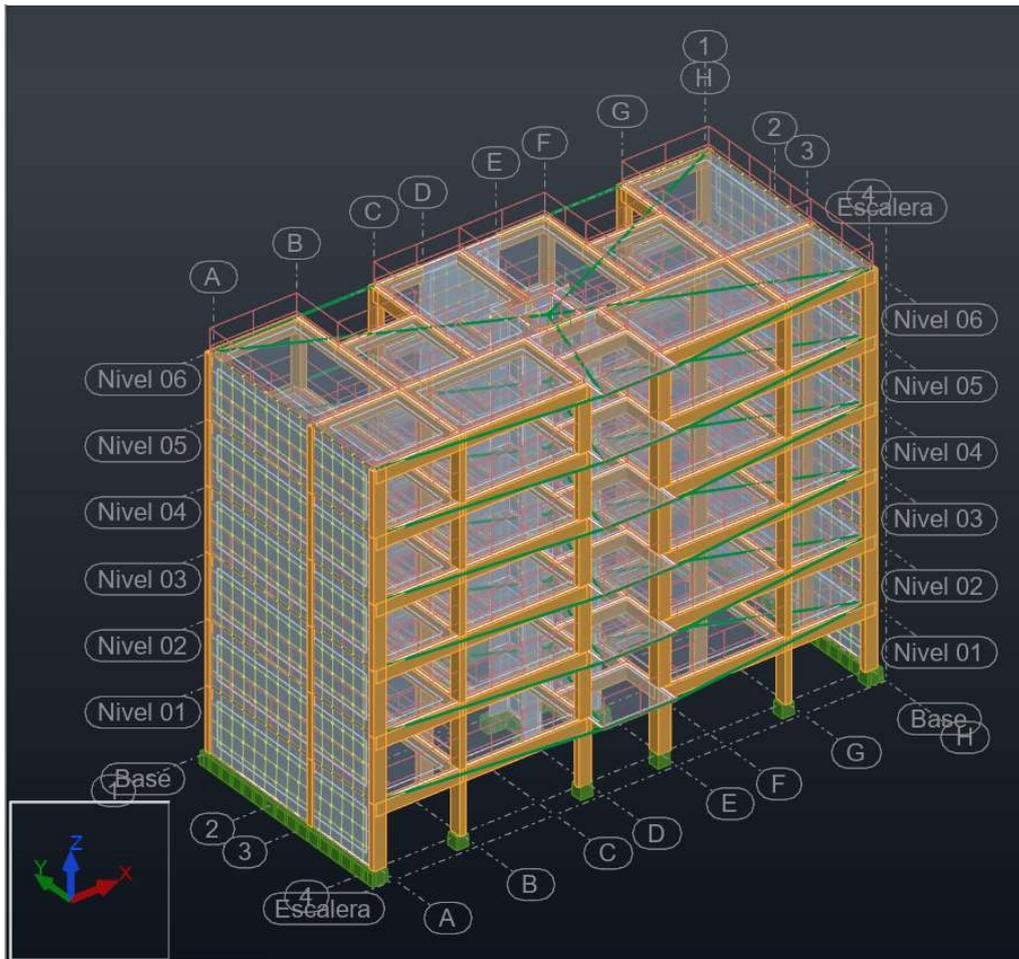


Figura 5-9 Modelo BIM exportado de Revit Structure Fuente: Robot Structural Analysis

### 5.2.3 Tratamiento de las placas en modelos Analíticos

Para una comparación adecuada de los resultados en las placas irregulares como la placa PL\_03 del ascensor, es necesario agrupar los segmentos que conforman este elemento de modo que los modelos analíticos los reconozcan de forma unificada. En Etabs se utilizan Piers para unificar el comportamiento mientras que en Robot Structural Analysis se utiliza el comando Calices.

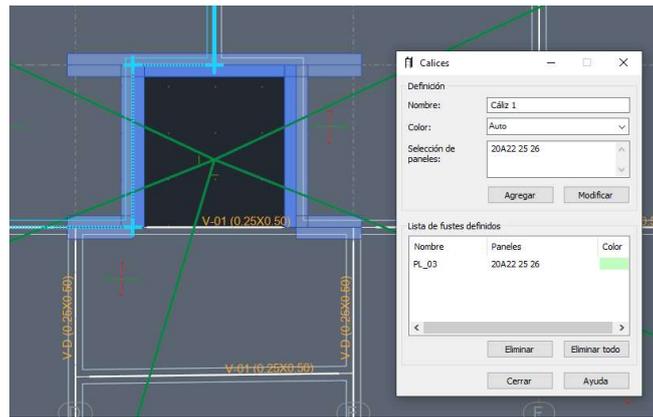


Figura 5-10 Creación de Placa PL-03 Fuente: Robot Structural Analysis

### 5.3 Peso sísmico de la estructura (P)

El peso de la edificación para el análisis sísmico fue calculado con el software ETABS y Robot Structural. El peso sísmico efectivo del edificio se determina de acuerdo con lo indicado en el artículo 4.3 de la Norma E.030 (referencia 5) del cual se cita: “En edificaciones de la categoría C se tomará el 25% de la carga viva”. Estos factores son ingresados a los modelos analíticos, de forma directa se calcula el peso total y el peso por piso. Para cualquier tipo de edificación el cálculo del peso sísmico demanda el 100% de la carga muerta. Cabe mencionar que el cálculo del peso total es una estimación. Tanto ETABS como Robot Structural Analysis permite lograr una estimación cercana a la realidad y, aunque no es exacto, se encuentra dentro del rango de error aceptable. La carga del piso 06 en la azotea se calculó por medio del modelo BIM de estructura, facilitando el cálculo y precisión de los resultados. Una vez obtenidos los valores que requiere la norma, se aplica la ecuación para el cálculo del peso sísmico mostrada a continuación:

$$P = 1.00 * CM + 0.25 * CV$$

A continuación, se muestran los resultados en la Tabla 5-7:

PISO	Peso (Ton)		% VARIACIÓN
	ETABS	ROBOT STRUCTURAL	
Piso 01	184.9185	182.532	1.29%
Piso 02	184.9185	182.532	1.29%
Piso 03	184.9185	182.532	1.29%
Piso 04	184.9185	182.532	1.29%
Piso 05	184.9185	182.532	1.29%
Piso 06	134.2989	143.49	6.84%
Total	1058.89	1056.15	0.26%

Tabla 5-7 Resultados Pesos sísmicos usando Etabs y Robot Structural Analysis

Fuente: Elaboración Propia

#### 5.4 Irregularidad del edificio (R)

Debe clasificarse la estructura como regular o irregular, de acuerdo con si esta presenta o no las irregularidades que se encuentran en las tablas 8 y 9 de la Norma E030 tanto para altura (Ia), como para planta (Ip) en ambos ejes. El mayor factor de ambos debe ser el valor de irregularidad que será multiplicado por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas (Ro) que se determina en función a los materiales y al sistema estructural empleado en la estructura. En la edificación en cuestión, se obtuvo que los factores de reducción Ro son 6 y 7 para los ejes X e Y, respectivamente. Además, se determinó que no existen irregularidades en altura ni en planta.

Una de las potenciales irregularidades que se previó fue que el edificio podría presentar la irregularidad en planta por “esquinas entrantes”. Esta establece que el cociente entre la dimensión de la esquina entrante con el lado paralelo del edificio debe ser menor al 20%. De esta forma se tiene:

$$\frac{\text{Esquina entrante}}{\text{Long. X} - X} = \frac{3.0 \text{ m}}{20.0 \text{ m}} * 100 = 15\% < \text{límite de } 20\%$$

Como se observa en la sencilla ecuación, el edificio no presenta una esquina entrante importante como para ser tomada como irregularidad por lo que se concluye que el factor de reducción R se conserva.

**X-X**

<b>IRREGULARIDAD EN ALTURA</b>	<b>la</b>	<b>¿Presenta?</b>	<b>la Inicial</b>
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0.75	Por verificar	1.00
Irregularidades de Resistencia - Piso Débil			
Irregularidad extrema de Rigidez	0.50	NO	
Irregularidad extrema de Resistencia			
Irregularidad de Masa o Peso	0.90	NO	
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90	NO	
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80	NO	
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60	NO	

<b>IRREGULARIDAD EN PLANTA</b>	<b>Ip</b>	<b>¿Presenta?</b>	<b>Ip Inicial</b>
Irregularidad Torsional	0.75	Por verificar	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	0.60	NO	
Esquinas Entrantes	0.90	NO	
Discontinuidad del Diafragma	0.85	NO	
Sistemas no Paralelos	0.90	NO	

Tabla 5-8 Tablas de Irregularidad en Planta y Altura en X-X Fuente: Elaboración Propia

**Y.Y**

<b>IRREGULARIDAD EN ALTURA</b>	<b>la</b>	<b>¿Presenta?</b>	<b>la Inicial</b>
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0.75	Por Verificar	1.00
Irregularidades de Resistencia - Piso Débil			
Irregularidad extrema de Rigidez	0.50	NO	
Irregularidad extrema de Resistencia			
Irregularidad de Masa o Peso	0.90	NO	
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90	NO	
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80	NO	

Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60	NO	
--	------	----	--

IRREGULARIDAD EN PLANTA	Ip	¿Presenta?	Ip Inicial
Irregularidad Torsional	0.75	Por Verificar	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	0.60	NO	
Esquinas Entrantes	0.90	NO	
Discontinuidad del Diafragma	0.85	NO	
Sistemas no Paralelos	0.90	NO	

Tabla 5-9 Tablas de Irregularidad en Planta y Altura en Y-Y Fuente: Elaboración Propia

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN		
Eje	Sistema estructural	(Ro)
x-x	Concreto armado, Dual	7.00
y-y	Concreto armado, Muros estructurales	6.00

Tabla 5-10 Tabla de coeficientes de reducción Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en las tablas precedentes, se asume que no se presentan irregularidades por rigidez ni torsión. Estos valores deben ser verificados posteriormente en el análisis, ya que, su verificación requiere los desplazamientos relativos y derivas. Estos datos se obtendrán tanto de Etabs como Robot.

Es importante rescatar que, de acuerdo con el tipo de edificación, hay restricciones en cuanto a las irregularidades que pueden presentarse. En este caso se cumple lo estipulado ya que, según la Norma E030, no pueden presentarse irregularidades extremas en la categoría C en zona 4, y en la edificación no se presentan irregularidades de ningún tipo.

Finalmente, se obtuvo un valor de  $R=7$  y  $R=6$ , para las direcciones X e Y respectivamente. Debido a que la estructura no excede los requisitos de regularidad, el factor de Reducción  $R_o$  se conserva en ambos sentidos, pero será verificado en el análisis dinámico.

Otro punto importante que se debe tener en cuenta es que se debe verificar con los modelos analíticos que el comportamiento de la estructura sea acorde al tipo de estructura que se asumió para determinar los factores de reducción en cada eje. Por esta razón, cuando se analicen las cortantes basales, se tomará en cuenta el porcentaje de absorción que tienen los muros en la base. De no cumplir el porcentaje de absorción de los muros de corte con el que demanda el tipo de estructura, se tiene que recalculer el factor de reducción y, por lo tanto, es necesario reiniciar el análisis sísmico para obtener los resultados de las fuerzas cortantes y verificar que sí cumplan.

### 5.5 Excentricidad accidental

Al calcular las cargas de la estructura, se asume que estas actúan en el centro de masas del edificio, por lo que debe tomarse en cuenta la excentricidad propia de la estructura y la accidental. De acuerdo con lo establecido en la Norma E030, esta última equivale a 0.05 veces la longitud del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En el caso de esta edificación, se evaluaron los análisis de excentricidad mediante el programa ETABS suponiendo que las condiciones más desfavorables se obtienen al considerar igual signo en las excentricidades de todos los pisos.

### 5.6 Análisis estático

Este método busca recrear las solicitaciones horizontales de un sismo mediante la aplicación de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. El análisis estático se realizará partiendo del modelo tridimensional realizado en ETABS y Robot Structural Analysis, este inicia con el cálculo de la fuerza cortante en la base, para ambas direcciones. La fuerza cortante basal está definida en la norma de la siguiente forma:

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

Z: Factor de zona

U: Factor de Uso

C: Factor de amplificación sísmica

S: Factor de suelo

R: Coeficiente de Reducción

P: Peso sísmico de la estructura

Ya antes se han definido cada uno de estos valores; sin embargo, el coeficiente de reducción depende del periodo fundamental de la estructura. Aunque la norma específica un método práctico descrito en el apartado 5.1, se prefiere trabajar con los resultados obtenidos por el modelo de ETABS y Robot Structural Analysis. Los periodos fundamentales se deben comparar con el factor  $T_p$  para determinar el factor C, a continuación, en la tabla 5.5:

Modelo Analítico	Eje	T(s)	$T_p$	Obs.	C	R	C/R
Robot Analysis	X-X	0.400	0.40	Menor	2.50	7.00	0.36
	Y-Y	0.180	0.40	Menor	2.50	6.00	0.42
ETABS	X-X	0.351	0.40	Menor	2.50	7.00	0.36
	Y-Y	0.163	0.40	Menor	2.50	6.00	0.42

Tabla 5-11 Cálculo de C con periodos fundamentales Fuente: ETABS y Robot Structural Analysis

Se puede observar que para ambos periodos no se excede el factor  $T_p$  por lo que el factor de amplificación (C) será 2.5. Además, la Norma E.030 (referencia 5) establece que la razón de C/R debe ser mayor a 0.125 y como se observa en la tabla 5.5 se cumple este requisito. Una vez definido el factor C, se puede calcular la cortante basal.

### 5.6.1 Cortante basal en X-X

- Peso en Etabs

$$V_x = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.45 * 1.00 * 2.50 * 1.00}{7} * 1058.89 = 170.04 \text{ Ton}$$

- Peso en Robot Structural Analysis

$$V_x = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.45 * 1.00 * 2.50 * 1.00}{7} * 1109.68 = 169.73 \text{ Ton}$$

Al comparar los resultados de ambos modelos, se observa que la variación en los resultados es mínima.

A continuación, se realiza la verificación del tipo de sistema estructura. El comportamiento asumido para el análisis estructural en la dirección X-X es de tipo dual, por lo que se debe verificar una fuerza cortante absorbida por las placas menor al 80%.

Verificación de la condición de tipo dual como se observa en la Tabla 5-12:

Placa	Vc	Und.
PL_04	108.45	Ton
PL-03	54.53	Ton
<b>162.98</b>		Ton

Tabla 5-12 Total de fuerzas cortante que absorben los muros en X Fuente: ETABS

Al tenerse la fuerza cortante que absorben los muros en X-X, se verifica el porcentaje total que absorben respecto de la cortante basal.

$$\%Corte = \frac{162.98}{170.04} * 100 = 95\%$$

De acuerdo con la norma E.030 (referencia 5) la condición de tipo dual es que los muros absorban un máximo de 80% del total de la cortante basal. Por esta razón, queda descartada la premisa inicial del tipo de comportamiento que tendría el eje X-X. El comportamiento real es de tipo muros estructurales por lo que se requiere un ajuste en el factor de reducción R=7. A continuación, se recalcula la cortante en el eje X para ambos resultados:

- Peso en Etabs

$$V_x = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.45 * 1.00 * 2.50 * 1.00}{6} * 1058.89 = 198.48 \text{ Ton}$$

- Peso en Robot Structural Analysis

$$V_x = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.45 * 1.00 * 2.50 * 1.00}{6} * 1109.68 = 208.00 \text{ Ton}$$

Esta corrección debe ser ingresada al modelo analítico y verificar nuevamente los resultados. Para esto, es necesario volver a calcular la fuerza cortante total absorbida por los muros estructurales del eje x del edificio. A continuación, se muestran los resultados del análisis estático con la reducción corregida:

- Tabla de fuerza cortante en Muros Etabs:

#### Porcentaje de absorción Muros X-X

TABLE: Pier Forces									
Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Location	P	V2
								tonf	tonf
Piso 01	P1	Sismo X	LinStatic				Bottom	39.5722	-15.3633
Piso 01	P2	Sismo X	LinStatic				Bottom	-39.5689	15.3578
Piso 01	P3	Sismo X	LinStatic				Bottom	0.3409	99.5673
Piso 01	P4	Sismo X	LinStatic				Bottom	-0.058	71.2455
Piso 01	P5	Sismo X	LinStatic				Bottom	-0.3863	0.0046
								Vplacas	170.81
								%Part.	86%

Tabla 5-13 Porcentaje de Cortante que los muros absorben en X-X Fuente: Etabs

- Tabla de fuerza cortante en Muros Robot Structural Analysis:

#### Porcentaje de absorción Muros X-X

Nombre Muro	NRx (T)	MRz (Tm)	TRy (T)	sRo (T/m2)	sRe (T/m2)	tR (T/m2)	TRz (T)	MRy (Tm)
PL-03 (25 cm)_20	45.09	-5.43	4.91	520.65	-7.25	34.03	0.70	-0.28
PL-03 (25 cm)_21	39.40	11.55	-11.02	-0.42	180.52	-27.12	2.48	-2.72
PL-03 (25 cm)_22	-123.05	-300.10	61.59	568.53	-880.78	81.37	1.02	-0.35
PL-01 (20 cm)_23	-158.54	130.56	20.98	-139.04	-39.59	11.95	2.33	-5.57
PL-04 (25 cm)_24	-175.89	-330.82	113.86	575.69	-1022.01	150.43	0.59	-0.46
PL-03 (25 cm)_25	-106.45	-4.97	4.02	-364.93	-851.62	27.93	-1.25	0.53
PL-03 (25 cm)_26	-183.33	-7.82	11.52	-357.68	-480.23	28.35	2.22	-2.58
PL-02 (20 cm)_27	-245.84	6.50	-11.83	-140.98	-136.03	-6.74	2.81	-5.96
			Vplacas	184.38	208.00			

Tabla 5-14 Porcentaje de Cortante absorbida por muros en X-X Fuente: Robot Structural Analysis

La cortante absorbida por los muros estructurales es alta. Nuevamente, es necesario verificar que la cortante sea absorbida en más de un 80% por los muros:

- Porcentaje de muros de corte, Etabs:

$$\%Corte = \frac{170.81}{198.8} * 100 = 85.92\% > 80\% (Norma)$$

- Porcentaje de muros de corte, Robot Structural Analysis:

$$\%Corte = \frac{184.38}{208.00} * 100 = 88.64\% > 80\% (Norma)$$

La cortante esta vez se ajusta a los parámetros establecidos por la Norma E.030 (referencia 5); por lo tanto, se verifica y concluye que el comportamiento de la estructura en el eje x es de tipo muros estructurales para el cual se utilizará (de acuerdo a la norma) un factor de reducción  $R_o = 6.00$ .

Se detalla, a continuación, la distribución de fuerzas por pisos en la dirección X-X (Acumuladas) en la Figura 5-11. Esta gráfica contiene los valores actualizados del coeficiente de reducción ajustado. Cabe resaltar que Robot Structural Analysis no contiene un diagrama por defecto ilustrativo de la fuerza cortante por piso.

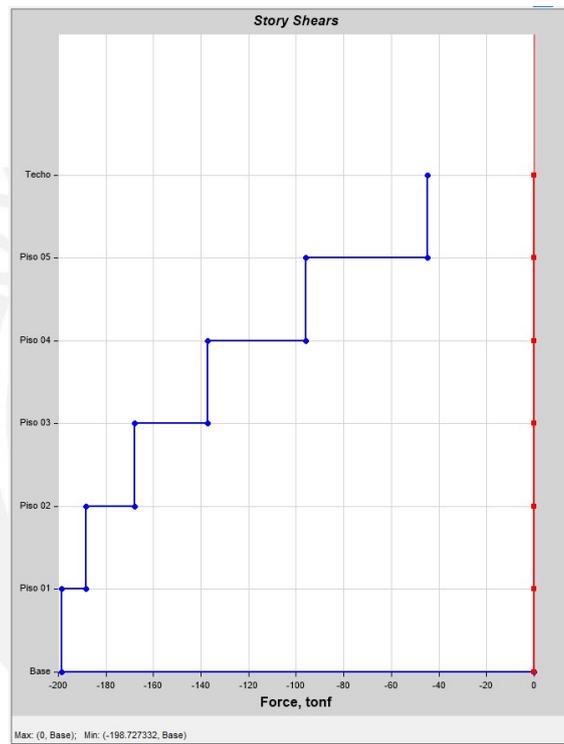


Figura 5-11 Cortante acumulada en X-X Fuente: ETABS

### 5.6.2 Cortante basal en Y-Y

- Cortante según ETABS

$$V_y = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.45 * 1.00 * 2.50 * 1.00}{6} * 1058.89 = 198.48 \text{ Ton}$$

- Cortante según Robot Structural Analysis

$$V_y = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.45 * 1.00 * 2.50 * 1.00}{6} * 1109.68 = 208.00 \text{ Ton}$$

Verificando la condición de tipo muros estructurales:

- Tabla de fuerza cortante en Muros Etabs:

#### Porcentaje de absorción Muros Y-Y

TABLE: Pier Forces									
Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Location	P	V2
								tonf	tonf
Piso 01	P1	Sismo Y	LinStatic				Bottom	-6.0065	74.4073
Piso 01	P2	Sismo Y	LinStatic				Bottom	-7.6816	93.6028
Piso 01	P3	Sismo Y	LinStatic				Bottom	-17.8794	0.4731
Piso 01	P4	Sismo Y	LinStatic				Bottom	-2.6996	-0.6696
Piso 01	P5	Sismo Y	LinStatic				Bottom	12.3925	25.275
								Vplacas	168.01
								%Part.	85%

Ilustración 5-2 Total de Cortante absorbida por muros en Y-Y Fuente: Etabs

- Tabla de fuerza cortante en Muros Robot Structural Analysis:

#### Porcentaje de absorción Muros Y-Y

Nombre Muro	NRx (T)	MRz (Tm)	TRy (T)	sRo (T/m2)	sRe (T/m2)	tR (T/m2)	TRz (T)	MRy (Tm)
PL-03 (25 cm)_20	-11.48	0.02	0.90	-66.51	-64.22	6.23	0.27	-0.28
PL-03 (25 cm)_21	-64.18	-10.60	-9.90	-63.60	-229.76	-24.35	0.11	-0.06
PL-03 (25 cm)_22	-179.71	-0.36	0.03	-227.13	-228.88	0.04	3.02	-1.96
PL-01 (20 cm)_23	-206.27	-542.65	-83.72	90.47	-322.89	-47.70	-0.24	0.20
PL-04 (25 cm)_24	-177.60	-0.24	0.05	-224.76	-225.93	0.07	1.49	-1.75
PL-03 (25 cm)_25	-11.61	-0.02	-0.96	-65.39	-67.31	-6.71	0.26	-0.28
PL-03 (25 cm)_26	-64.57	-10.59	-9.81	-64.59	-230.51	-24.15	-0.11	0.07
PL-02 (20 cm)_27	-206.36	-542.74	-83.74	90.46	-322.98	-47.71	0.24	-0.21
			Vplacas	173.80	208.00			
			%Part.	84%				

Tabla 5-15 Total de Cortante absorbida por muros en Y-Y Fuente: Robot Structural Analysis

Se calcula el porcentaje de cortante absorbida por los muros:

- Porcentaje de muros de corte, Etabs:

$$\%Corte = \frac{168.01}{198.48} * 100 = 84.60\%$$

- Porcentaje de muros de corte, Robot Structural Analysis:

$$\%Corte = \frac{173.80}{208.00} * 100 = 83.56\%$$

A diferencia del eje X-X, el comportamiento previsto para el eje Y-Y sí se ajusta a los resultados. Por esta razón, se conserva el factor de reducción asignado en la etapa inicial del análisis sísmico.

Distribución de fuerzas por pisos en la dirección Y-Y (Acumuladas), Figura 5-12:

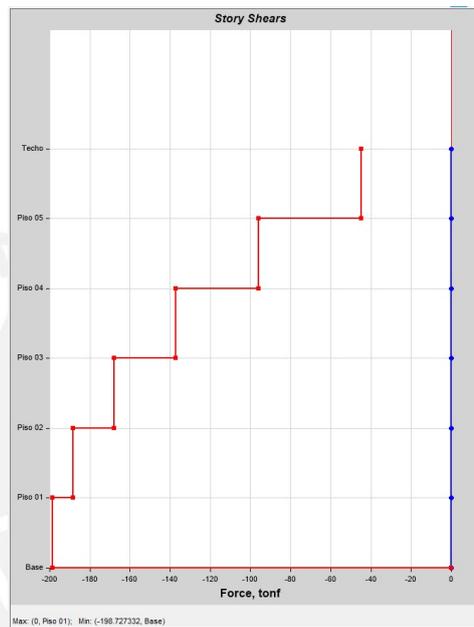


Figura 5-12 Cortante acumulada en Y-Y Fuente: ETABS

## 5.7 Análisis dinámico

El cortante dinámico, establecido por la norma E.030 (referencia 5), es determinado mediante la incorporación de un espectro de diseño que combinando todos los efectos producidos por las formas modales mediante métodos conocidos de combinación modal se logra obtener un valor para el cortante en la base.

Además, como se mencionó antes, la Norma E.030 (referencia 5) menciona que el análisis debe realizarse considerando una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo e igual al 5% de la longitud del edificio en planta. Se resalta que esta opción se encuentra en ETABS y será activada para obtener los resultados.

### 5.7.1 Procedimiento para análisis dinámico en ETABS

#### Fuerza Cortante Mínima en la Base

El análisis dinámico, como se mencionó antes, se inicia con el cálculo de la cortante en la base o también conocida como cortante basal. Para lograr esto se debe ingresar el espectro de diseño en ambos sentidos.

#### Incorporación de espectro de diseño

La incorporación del espectro de diseño se debe realizar según el artículo 4.6.2 de la Norma E.030 (referencia 5), se deben tabular los valores de pseudo-aceleración, los cuales varían según el periodo de vibración. La ecuación de la gráfica de espectro de diseño se detalla a continuación:

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

La ecuación para el espectro de diseño presenta valores constantes (Z, U, S, g). Inicialmente, la ecuación que describe los espectros en X-X e Y-Y iban a ser diferentes por factor de reducción (Ro). Sin embargo, en el análisis estático se analizó el comportamiento de la estructura en el eje X y se determinó un comportamiento de tipo muros estructurales; es decir, ambos ejes contemplarán el mismo tipo de espectro.

Se estructuraron los elementos en la dirección X para tener un comportamiento de tipo dual, por lo que la reducción (R) es R=6.

Espectro de diseño horizontal		
T	C	ZUCS/R
0	2.5	0.16071
0.2	2.5	0.16071
0.3	2.5	0.16071
0.4	2.5	0.16071
0.6	1.66666667	0.10714
0.8	1.25	0.08036
1	1	0.06429
1.2	0.83333333	0.05357
1.4	0.71428571	0.04592
1.6	0.625	0.04018
1.8	0.55555556	0.03571

2	0.5	0.03214
2.2	0.45454545	0.02922
2.4	0.41666667	0.02679
2.6	0.36982249	0.02377
2.8	0.31887755	0.02050
3	0.27777778	0.01786
3.2	0.24414063	0.01569
3.4	0.21626298	0.01390
3.6	0.19290123	0.01240
3.8	0.17313019	0.01113
4	0.15625	0.01004
4.2	0.14172336	0.00911

Tabla 5-16 Tabulación inicial del espectro en X-X e Y-Y Fuente: Elaboración Propia

Una vez tabulados los datos de la tabla para generar el espectro de cargas estos datos son ingresados a Etabs y Robot Structural Analysis. El espectro inelástico X-X e Y-Y se describe a continuación:

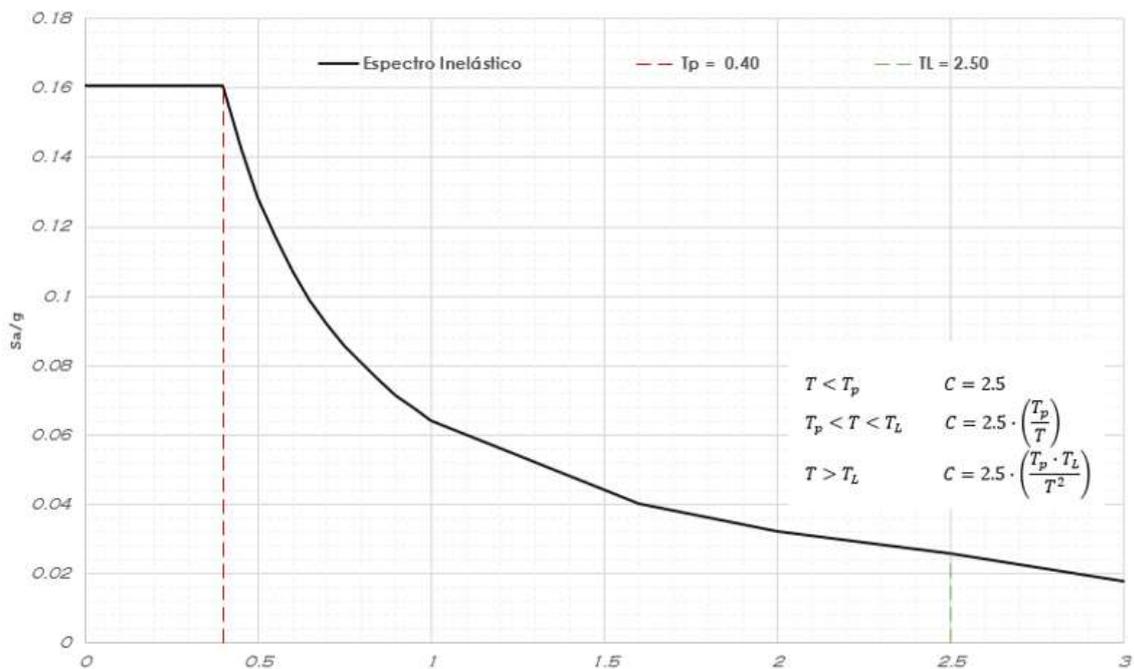


Figura 5-13 Espectro de diseño X-X e Y-Y Fuente: ETABS

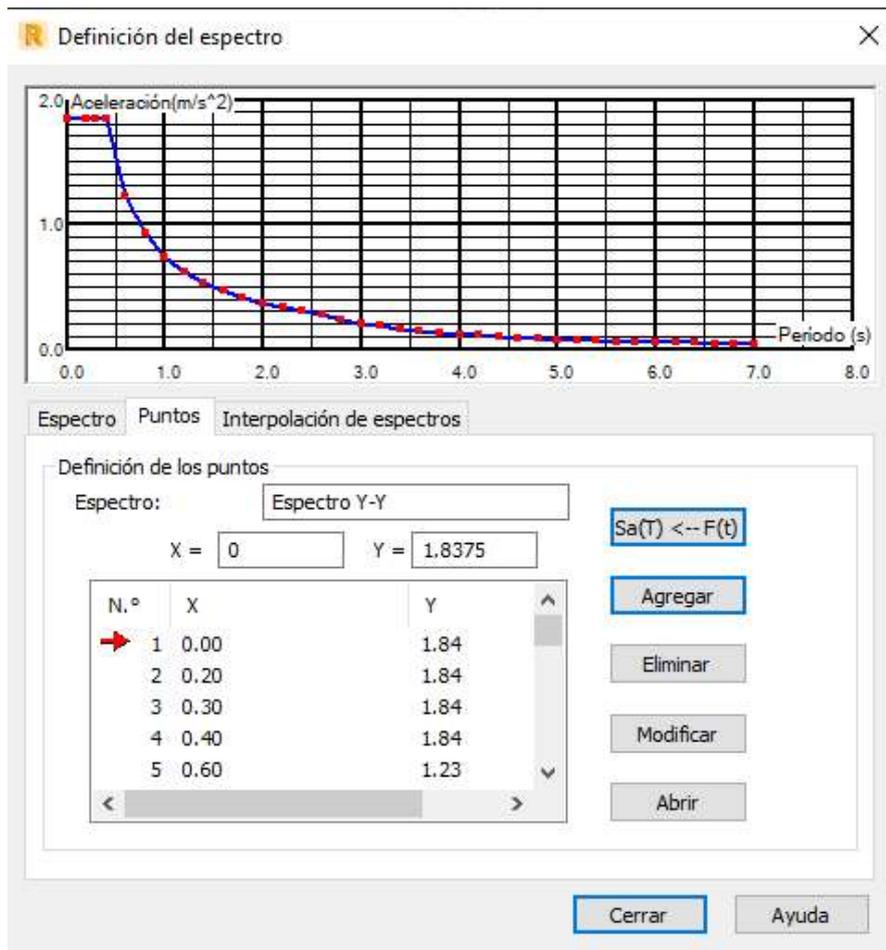


Figura 5-14 Espectro de diseño Fuente: Robot Structural

### Espectro final

Con los espectros de diseño definidos acorde a la norma, estos son ingresados al programa ETABS y Robot Structural Analysis. Una vez realizado esto último, ya es posible calcular el cortante dinámico, este debe ser comparado con el cortante estático; ya que, para obtener el sismo final de diseño la norma establece una cortante basal mínima respecto de la estática ( $V_{dinámico} > 80\%V_{estático}$ ). A continuación, se muestran los resultados.

- Cortantes basales y factor de escala en Robot Structural Analysis:

Dirección	Cortante Estática	Ajuste $V_i * 0.80$	Cortante Dinámica	Factor de Escala
X-X	208.00	166.40	148.77	1.12
Y-Y	208.00	166.40	166.3	1.00

Tabla 5-17 Comparación Cortante Dinámica con 80% de Cortante estática Fuente: Robot Structural Analysis

- Cortantes basales y factor de escala en ETABS:

Dirección	Cortante Estática	Ajuste $V_i * 0.80$	Cortante Dinámica	Factor de Escala
X-X	198.48	158.78	149.18	1.06
Y-Y	198.48	158.78	150.35	1.06

Tabla 5-18 Comparación Cortante Dinámica con 80% de Cortante estática Fuente: ETABS

De acuerdo con la Tabla 5-17 y la Tabla 5-18 se observa que la cortante dinámica tanto en los resultados del programa Robot Structural Analysis como Etabs no cumple con el requisito mínimo de la norma. Para obtener el sismo de diseño se requiere establecer un factor de escalamiento para ajustar el espectro ingresado en ETABS y Robots Structural

Como se puede observar, los factores de escalamiento son menores al 10% del cortante dinámico, por lo que la influencia en los resultados al aplicar el ajuste es poco significativa. Sin embargo, se aplicará el ajuste para continuar con los procedimientos que establece la norma.

### 5.8 Periodos de vibración y porcentajes de masa efectiva

Como se comentó en el acápite 5.3, los periodos de la estructura fueron calculados por practicidad y confiabilidad mediante el software ETABS y Robot Structural. Sin embargo, aquí se mostrarán nuevamente y con el porcentaje de masa efectiva incluyendo los resultados modales en X e Y:

### 5.8.1 Robot Structural Analysis:

Caso/ Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (sec)	.Ux (%)	.Uy (%)	.Uz (%)	Masas Corr.	Masas Corr.	Masas Corr.	Total masas	Total masas	Total masas
						Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)	Ux (Kg)	Ux (Kg)	Uz (Kg)
1	2.33	0.43	70.55	0	0	70.55	0	0	1099645.38	1099645.36	0
2	5.81	0.17	70.55	72.36	0	0	72.36	0	1099645.38	1099645.36	0
3	8.21	0.12	70.62	72.36	0	0.07	0	0	1099645.38	1099645.36	0
4	9.45	0.11	89.02	72.36	0	18.4	0	0	1099645.38	1099645.36	0
5	17.38	0.06	89.03	72.36	0	0	0.01	0	1099645.38	1099645.36	0
6	17.88	0.06	92.85	72.36	0	3.83	0	0	1099645.38	1099645.36	0
7	18.6	0.05	92.85	72.42	0	0	0.06	0	1099645.38	1099645.36	0
8	19.64	0.05	92.85	72.42	0	0	0	0	1099645.38	1099645.36	0
9	20.38	0.05	93.16	72.42	0	0.31	0	0	1099645.38	1099645.36	0
10	20.41	0.05	93.19	72.47	0	0.03	0.05	0	1099645.38	1099645.36	0
11	21.77	0.05	93.19	92.06	0	0	19.59	0	1099645.38	1099645.36	0
12	22.36	0.04	93.99	92.07	0	0.8	0	0	1099645.38	1099645.36	0
13	23.06	0.04	93.99	92.07	0	0	0.01	0	1099645.38	1099645.36	0
14	25.04	0.04	95.67	92.07	0	1.68	0	0	1099645.38	1099645.36	0
15	25.8	0.04	95.97	92.07	0	0.29	0	0	1099645.38	1099645.36	0
16	26.15	0.04	95.97	92.08	0	0	0	0	1099645.38	1099645.36	0
17	27.29	0.04	95.97	92.09	0	0	0.02	0	1099645.38	1099645.36	0
18	28.45	0.04	96.06	92.09	0	0.09	0	0	1099645.38	1099645.36	0

Tabla 5-19 Periodos de vibración y porcentajes de masa efectiva Fuente: Robot Structural Analysis

### 5.8.2 Etabs:

TABLE: Modal Periods And Frequencies and Modal Participating Mass Ratios											
Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	0.351	2.845	17.8787	319.6468	0.7272	0	0	73%	0%	0
Modal	2	0.163	6.129	38.5069	1482.7791	0	0.7268	0	73%	73%	0
Modal	3	0.114	8.774	55.1306	3039.3792	0.0001	0	0	73%	73%	0
Modal	4	0.09	11.089	69.6744	4854.5217	0.1745	0	0	90%	73%	0
Modal	5	0.042	23.641	148.5419	22064.692	0.0567	0	0	96%	73%	0
Modal	6	0.042	23.698	148.9002	22171.2597	0	0.2033	0	96%	93%	0
Modal	7	0.03	33.044	207.6211	43106.527	0.0003	0	0	96%	93%	0
Modal	8	0.027	37.426	235.1515	55296.2431	0.0255	0	0	98%	93%	0
Modal	9	0.021	47.177	296.4231	87866.6687	0	0.0458	0	98%	98%	0
Modal	10	0.02	50.91	319.8755	102320.346	0.0113	0	0	100%	98%	0
Modal	11	0.016	61.957	389.2877	151544.909	0.0037	0	0	100%	98%	0
Modal	12	0.015	64.817	407.2597	165860.497	0.0004	0	0	100%	98%	0
Modal	13	0.015	67.199	422.2222	178271.561	0	0.0166	0	100%	99%	0
Modal	14	0.012	83.41	524.0834	274663.409	0	0.006	0	100%	100%	0
Modal	15	0.011	90.808	570.5623	325541.331	0.0001	0	0	100%	100%	0
Modal	16	0.011	94.118	591.3603	349707.027	0	0.0015	0	100%	100%	0
Modal	17	0.009	111.148	698.363	487710.906	0.0001	0	0	100%	100%	0
Modal	18	0.008	124.112	779.8196	608118.605	0.00001489	0	0	100%	100%	0

Tabla 5-20 Periodos de vibración y porcentajes de masa efectiva Fuente: ETABS

Como se puede apreciar en las tablas los periodos fundamentales entre el software Etabs y Robot structural Analysis son bastante cercanos.

En el caso de los periodos fundamentales obtenidos por Robot Structural Analysis se obtiene:

Dirección	Periodo Fundamental	% Masa participativa
X-X	0.43	96.06
Y-Y	0.17	92.09

Tabla 5-21 Periodos fundamentales Fuente: Robot Structural Analysis

Por otro lado, los resultados obtenidos en Etabs se describen a continuación:

Dirección	Periodo Fundamental	% Masa participativa
X-X	0.351	96%
Y-Y	0.163	93%

Tabla 5-22 Periodos fundamentales Fuente: ETABS

Para los ejes X-X la diferencia porcentual entre Etabs y Robot Structural es de 19.38% mientras que en el eje Y-Y la diferencia es de 4.12%. Ambos periodos se encuentran por debajo del parámetro  $T_p$  por lo que el factor de amplificación  $C$  se mantiene en 2.5.

## 5.9 Desplazamientos laterales y control de Derivas

### 5.9.1 Desplazamientos del edificio por piso y derivas

Al tratarse de una estructura que no presenta irregularidades, los desplazamientos inelásticos se calculan multiplicando los resultados elásticos en ETABS y Robot Structural por 0.75 R.

- Desplazamientos y Derivas en Robot Structural:

#### Desplazamientos X-X:

UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
0.0984	0.0023	0.0984	0.0023	0	0	0.109	0.005	0.0907	0
0.2997	0.0047	0.2013	0.0024	0	0	0.3168	0.0101	0.2909	0
0.5555	0.0073	0.2559	0.0025	0	0	0.5757	0.0148	0.5428	0
0.8339	0.0097	0.2783	0.0024	0	0	0.8578	0.0194	0.8187	0
1.1103	0.0118	0.2764	0.0022	0	0	1.1354	0.0231	1.0941	0
1.3641	0.0131	0.2538	0.0013	0	0	1.3789	0.0263	1.3293	0

Tabla 5-23 Desplazamientos en X-X Fuente: Robot Structural

## Desplazamientos Y-Y:

UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
0.0004	0.0198	0.0004	0.0198	0	0	0.0019	0.0226	0	0.0189
0.0003	0.0516	-0.0001	0.0318	0	0	0.0022	0.0556	0	0.0505
0.0004	0.0906	0.0001	0.039	0	0	0.002	0.0952	0	0.0894
0.0005	0.133	0	0.0424	0	0	0.0023	0.1379	0	0.1317
0.0005	0.1754	0.0001	0.0425	0	0	0.0028	0.1807	0	0.1741
0.002	0.2153	0.0014	0.0399	0	0	0.0091	0.2204	0	0.2139

Tabla 5-24 Desplazamientos en Y-Y Fuente: Robot Structural Analysis

- Desplazamientos y Derivas en Etabs:

## Desplazamientos X-X:

TABLE: Story Max Over Avg Displacements						
Story	Output Case	Direction	Maximum	Average	Max Drift	Avg Drift
			mm	mm	mm	mm
Techo	Sismo X	X	10.687	10.587	1.841	1.829
Piso 05	Sismo X	X	8.846	8.757	2.046	2.029
Piso 04	Sismo X	X	6.800	6.728	2.154	2.135
Piso 03	Sismo X	X	4.646	4.593	2.074	2.055
Piso 02	Sismo X	X	2.572	2.538	1.713	1.694
Piso 01	Sismo X	X	0.858	0.844	0.858	0.844

Tabla 5-25 Desplazamiento en X-X Fuente: ETABS

## Desplazamientos Y-Y:

TABLE: Story Max Over Avg Displacements						
Story	Output Case	Direction	Maximum	Average	Max Drift	Avg Drift
			mm	mm	mm	mm
Techo	Sismo Y	Y	2.559	2.320	0.475	0.432
Piso 05	Sismo Y	Y	2.084	1.889	0.504	0.457
Piso 04	Sismo Y	Y	1.580	1.431	0.505	0.458
Piso 03	Sismo Y	Y	1.075	0.973	0.467	0.423
Piso 02	Sismo Y	Y	0.608	0.550	0.381	0.345
Piso 01	Sismo Y	Y	0.227	0.204	0.227	0.204

Tabla 5-26 Desplazamiento en Y-Y Fuente: ETABS

### 5.9.2 Derivas máximas elásticas e inelásticas

Al igual que los desplazamientos, el control de derivas y su verificación con la máxima establecida por la norma debe ser para la estructura con comportamiento inelástico. Por

esta razón, es necesario multiplicar los resultados por 0.75R. Por tratarse de un edificio destinado a uso mobiliario, la deriva máxima inelástica no debe exceder 0.007.

Control de derivas en Robot Structural:

Derivas		Di = 0.75rXdR		Di/Hi		Control Dr XX		Control Dr YY	
Dr Ux (cm)	Dr Uy (cm)	0.75Dr Ux	0.75Dr Uy	"X"	"Y"	X-X	X-X	Y-Y	Y-Y
0.0984	0.0198	0.442800	0.0891	0.00170308	0.00034269	0.007	Cumple	0.007	Cumple
0.2013	0.0318	0.905850	0.1431	0.00348404	0.00055038	0.007	Cumple	0.007	Cumple
0.2559	0.0390	1.151550	0.1755	0.00442904	0.00067500	0.007	Cumple	0.007	Cumple
0.2783	0.0424	1.252350	0.1908	0.00481673	0.00073385	0.007	Cumple	0.007	Cumple
0.2764	0.0425	1.243800	0.1913	0.00478385	0.00073558	0.007	Cumple	0.007	Cumple
0.2538	0.0399	1.142100	0.1796	0.00439269	0.00069058	0.007	Cumple	0.007	Cumple

Tabla 5-27 Control de derivas Fuente: Robot Structural Analysis

Control de derivas en Etabs:

Derivas		Di = 0.75rXdR		Di/Hi		Control Dr XX		Control Dr YY	
Dr Ux (cm)	Dr Uy (cm)	0.75Dr Ux	0.75Dr Uy	"X"	"Y"	X-X	X-X	Y-Y	Y-Y
1.8410	0.4750	8.284500	2.1375	0.00318635	0.00082212	0.007	Cumple	0.007	Cumple
2.0460	0.5040	9.207000	2.2680	0.00354115	0.00087231	0.007	Cumple	0.007	Cumple
2.1540	0.5050	9.693000	2.2725	0.00372808	0.00087404	0.007	Cumple	0.007	Cumple
2.0740	0.4670	9.333000	2.1015	0.00358962	0.00080827	0.007	Cumple	0.007	Cumple
1.7130	0.3810	7.708500	1.7145	0.00296481	0.00065942	0.007	Cumple	0.007	Cumple
0.8580	0.2270	3.861000	1.0215	0.00148500	0.00039288	0.007	Cumple	0.007	Cumple

Tabla 5-28 Control de derivas Fuente: ETABS

## 5.10 Juntas de separación sísmica

La norma exige que la estructura debe tener un espacio para las juntas, de modo que frente a un eventual sismo la edificación no impacte contra edificios adyacentes provocando un deterioro agregado. La junta de separación se calcula mediante 02 métodos, siendo el primero descrito mediante la siguiente forma:

$$S = 0.006 * h = 9.36 \text{ cm}$$

S: Junta de separación.

H: Altura del edificio en centímetros (1560 cm).

Además, este resultado se compara con la fórmula 02 propuesta por la norma E.030 (referencia 5):

$$S = \frac{2}{3} * Di. \text{max} = 6.46 \text{ cm}$$

S: Junta de separación

Di: Desplazamiento máximo por sismos (9.69 cm).

Al comparar las 02 juntas calculadas se elige la de mayor longitud, se concluye lo siguiente:

Junta Sísmica - Límite de propiedad (cm)	5.00
--	------

## 6 METRADO DE CARGAS GRAVITATORIAS

El metrado de cargas gravitatorias consiste en la cuantificación de las cargas aplicadas en todo el edificio. Solo se calculan las cargas verticales ya que estas se consideran proporcionadas por el peso propio de los elementos y los elementos móviles del edificio, estos están clasificados por carga muerta (CM) y cargas vivas (CV) definidas en la primera parte de este documento. En el caso de las cargas por sismo actuantes, estas son proporcionadas por el análisis sísmico, por lo que las cuantificaciones de estas no son incluidas en este apartado; además, se considera la aplicación de las cargas sísmicas de forma horizontal.

Para el diseño de elementos como vigas y columnas, se toman áreas tributarias que consisten en porcentajes de carga que recoge un elemento al servir de apoyo de otros como vigas y losas. Los valores de los pesos unitarios se definen de acuerdo con los estipulados en la norma E.020 de cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones (referencia 7).

*El peso unitario de cada elemento que compone la estructura se muestra a continuación en la Tabla 6-1:*

Descripción de elemento	Peso	und.
Losa Aligerada (17 cm)	280	Kg/m <sup>2</sup>
Piso terminado (5cm)	100	Kg/m <sup>2</sup>
Concreto Armado	2400	Kg/m <sup>3</sup>
Tabiquería (10 cm)	1400	Kg/m <sup>3</sup>

*Tabla 6-1 Peso de elementos Fuente: Elaboración propia*

De igual forma se presenta las cargas vivas del edificio, Tabla 6-2:

Descripción de elemento	Peso	und.
Vivienda Multifamiliar	200	Kg/m <sup>2</sup>
Azotea	100	Kg/m <sup>2</sup>

*Tabla 6-2 Carga viva según norma Fuente: Elaboración propia*

El metrado de cargas es necesario para el análisis donde se obtienen las fuerzas de sección y posterior el diseño de elementos. Estas cargas son adicionadas a un modelo hecho en Robot Structural Analysis que recreará los elementos en 2D, se definirán las dimensiones y las condiciones de borde que definen las partes de la estructura. Las cargas cuantificadas se ingresan en unidades de peso por metro, el software generará los momentos y fuerzas que experimentan los elementos estructurales; con los cuales se podrá diseñar la sección de acuerdo con las demandas de esfuerzos en cada elemento.

Una acotación importante que se debe mencionar es que, con el edificio ya modelado en ETABS y Robot Structural Analysis, es posible calcular todas las cargas sobre la estructura de manera inmediata incluyendo la envolvente. Sin embargo, no se metrarán las cargas de esta forma ni se diseñarán con los resultados generados por el software, ya que en algunos casos puede carecer de precisión por las siguientes razones:

- En el caso de Etabs, las losas fueron diseñadas como membrana y solo transmiten cargas a los apoyos, por lo que no es posible su análisis como viguetas.
- La tabiquería ha sido distribuida de manera uniforme por toda la planta. Para el diseño de elementos como vigas y losas, los resultados pueden discrepar considerablemente de la realidad.
- Las vigas requieren de una corrección de deformaciones axiales por proceso constructivo. Esta imprecisión genera fuerzas internas sobrevaloradas que pueden generar resultados significativamente diferentes durante la etapa de diseño.

Si bien no se puede calcular o predecir con exactitud el comportamiento de un edificio, así como calcular los esfuerzos exactos, es recomendable utilizar métodos que tengan menos dispersión en los resultados para no tener que sobredimensionar y tener mayor seguridad en la eficacia de la estructura durante su vida útil.

## 7 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

### 7.1 Diseño de Losas aligeradas

Las losas, de acuerdo con el manual de Concreto Armado (Ottazzi, 2016), contienen aligerados y las dimensiones típicas (estructurales) constan de una sección tipo T. Esta

sección tiene un ala de 40 cm de ancho y un peralte de 5 cm, la base del alma se considerará de 10 cm. Para el metrado de cargas gravitacionales en el caso de losas, el ancho superior del aligerado será el referente para determinar las cargas por unidad de metro, posteriormente con dichas cargas podrá analizarse el modelo en SAP2000 para el diseño de losas. A continuación, se describe el metrado de cargas para un aligerado de 0.40 m de ancho en la

Tabla 7-1:

Tipo	Descripción	Peso (Kg/m <sup>2</sup> )	En aligerado
Wm	Losa (17 cm)	280	$280 \cdot 0.40 = 112 \text{ Kg/m}$
	Piso terminado	400	$100 \cdot 0.40 = 40 \text{ Kg/m}$
	Tabique (10cm)	140	$140 \cdot 2.43 = 340 \text{ Kg/m}$
Wv (Típica)	S/C planta	200	$200 \cdot 0.40 = 80 \text{ Kg/m}$
Wv (Azotea)	S/C azotea	100	$100 \cdot 0.40 = 40 \text{ Kg/m}$
Ptab	Tabique (10cm)	340	$340 \cdot 0.40 = 136 \text{ Kg}$

Tabla 7-1 Peso de elementos Fuente: Elaboración propia

Para cargas últimas se tendrá la siguiente amplificación en la

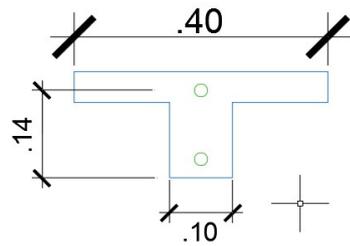
Tabla 7-2:

Wu	$1.4 \cdot Wm + 1.7 \cdot Wv$
Pu	$1.4 \cdot Ptab$

Tabla 7-2 Cargas Fuente: Elaboración propia

### Sección típica del aligerado

Como se definió en la etapa de estructuración y predimensionamiento, todas las losas tendrán un peralte de 17 cm. Además, la sección es de tipo T, la geometría se puede apreciar en la Figura 7-1. incluyendo el peralte efectivo que será utilizado para el cálculo de acero. Independiente de las solicitaciones que tendrá el aligerado, la norma establece límites de control de aceros para asegurar un comportamiento dúctil durante su vida útil. Es por esto, que se establecen aceros máximos y mínimos que varían según la flexión que soportan. Se denominará acero positivo a aquellos que equilibre los esfuerzos cuando la sección experimenta compresión en la parte superior y acero negativo a los que equilibran esfuerzo de compresión en la parte inferior.



Descripción del acero	Área (cm <sup>2</sup> )
$As_{min+} = \frac{0.7 * \sqrt{f_c} * b_w * d}{f_y}$	0.34
$As_{min-} = \phi * Mn = 1.2 * M_{cr}$	0.91
$As_{max+} = 0.75 * As_b$	7.01
$As_{max-} = 0.75 * As_b$	2.23

Figura 7-1 Sección típica para aligerado de 17 cm y tabla de aceros máximo y mínimo  
Fuente: Elaboración propia

### 7.1.1 Análisis de cargas en Sap2000

Las cargas muertas ( $W_m$ ) y las cargas vivas ( $W_v$ ) serán ingresadas al programa SAP2000. La combinación de cargas las hará el programa ingresando los factores de amplificación correspondientes. A continuación, en la Figura 7-2 se describirán los cortes de los aligerados que serán analizados:

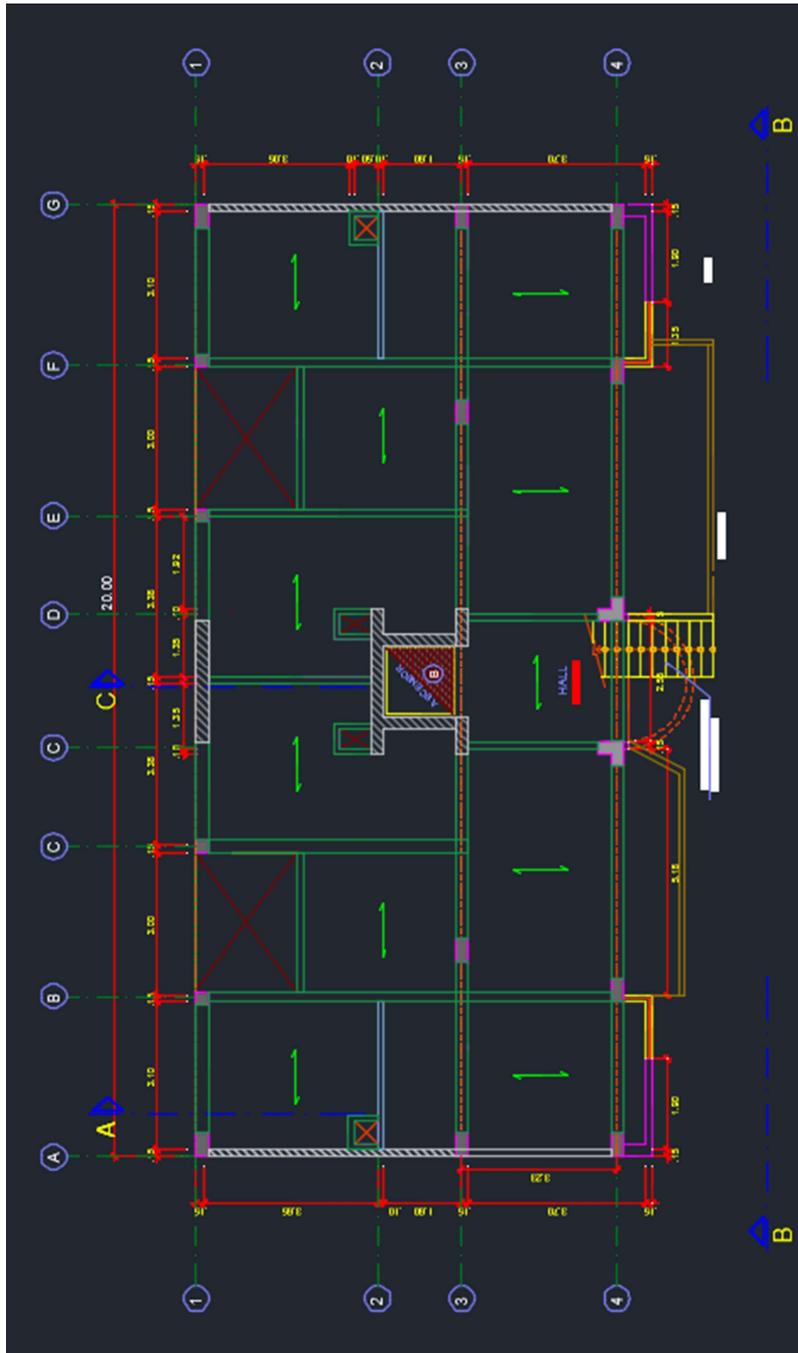


Figura 7-2 Tramos de aligerado que se analizarán en planta típica Fuente: AutoCad

### Tramo de losa entre 2 y 1

Se modela en Sap2000 la losa de forma bidireccional, se consideran todos los puntos de apoyo como simples. Sin embargo, como el aligerado es sostenido por vigas se rigidizan los puntos a una distancia equivalente a la mitad de la sección de vigas (12.5 cm a cada lado), se obtendrán las respuestas a la cara y no al eje. En la Figura 7-3 se pueden visualizar los resultados del análisis con las sollicitaciones de flexión.

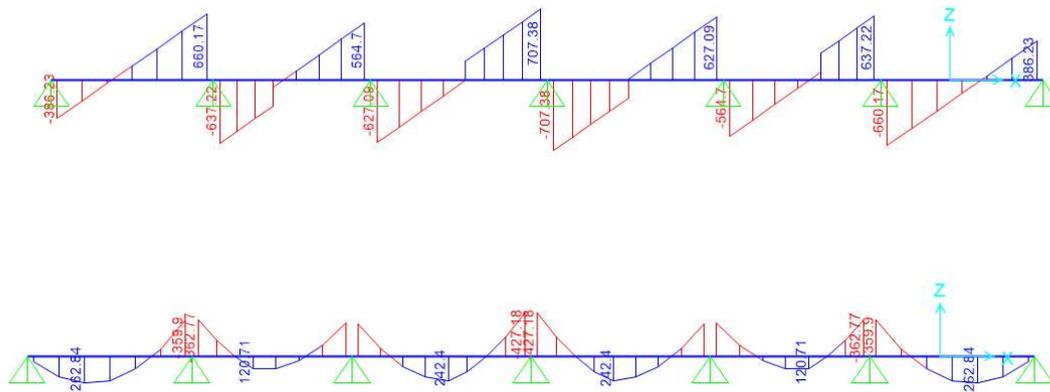


Figura 7-3 Resultados para FC (Kg) y MF (Kg.m) sobre aligerado entre ejes 2 y 1 en losa Fuente: SAP 2000

Con los tramos definidos y las cargas ingresadas el programas, ya puede calcular los momentos y fuerzas cortantes de la estructura. Como se aprecia en la Figura 7-3, hay una separación en los puntos de apoyo; esto se debe a que la sección se ha regidizado en estos tramos debido a la presencia de vigas en estos puntos. La Figura 7-4 muestra, además, que se pueden obtener resultados al detalle a lo largo de cada punto del aligerado.

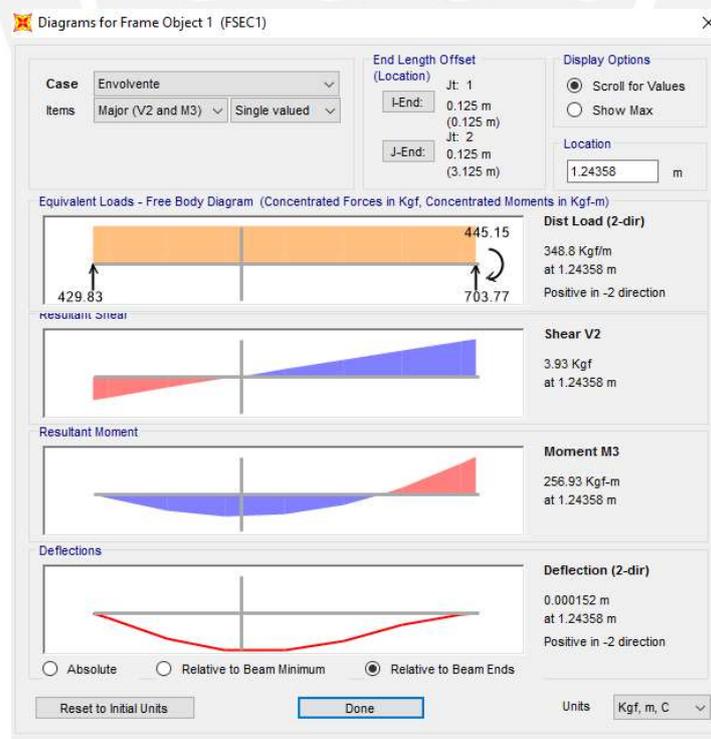


Figura 7-4 Reacciones y deformada con mayor detalle Fuente: SAP 2000

### 7.1.2 Diseño de Acero en aligerado

Ya se observó que el programa provee las fuerzas internas a lo largo de todo el aligerado. El diseño centra esfuerzos en las zonas críticas del aligerado, estas zonas críticas están divididas en acero positivo y acero negativo. Los resultados son empleados para el diseño por resistencia que fue descrito en los parámetros preliminares del diseño de elementos, las fórmulas también están descritas en el mismo acápite.

Cabe mencionar, que aunque la sección del aligerado sea de tipo T, en la práctica el diseño de losa se realiza como si solo se tuviera una sección rectangular. Esta particularidad del diseño del aligerado se da porque normalmente la sección comprimida para acero positivo es menor que la altura del ala; es decir, la altura de la zona de compresión es menor a 5cm. El mismo comportamiento se observa para el acero negativo, por lo que el comportamiento frente a flexión no presenta casos de compresión en ambas geometrías. Definidos los tipos de acero, y con los datos del programa Sap, se genera el siguiente cuadro de aceros:

Acero corrido por flexión:

- Acero positivo

Momento	As(cm <sup>2</sup> )	Varillas
0.263 ton.m	0.52	2Φ8mm
0.121 ton.m	0.23	1Φ8mm
0.242 ton.m	0.48	2Φ8mm

Tabla 7-3 Resultados del acero positivo Fuente: Elaboración Propia

- Acero negativo:

Momento	As(cm <sup>2</sup> )	Varillas
0.362 ton.m	0.72	2Φ8mm
0.330 ton.m	0.66	2Φ8mm
0.427 ton.m	0.87	2Φ8mm

Tabla 7-4 Resultados del acero negativo Fuente: Elaboración propia

### 7.1.3 Verificación de la fuerza cortante

Como se mencionó en las consideraciones generales para el diseño, el análisis por fuerza cortante se realizaría en losas (además de otros elementos como vigas, columnas); sin embargo, dado que las losas en general solo resisten su peso propio y la carga viva (idealmente distribuida) no suelen presentar casos de fuerza cortante importante que impliquen el refuerzo de acero. Este capítulo hará la verificación de la capacidad del concreto frente a la resistencia requerida por corte, donde se comprobará lo antes dicho.

A lo largo de todo el tramo, la mayor fuerza cortante registrada tiene 707.38 Kg, se tomará como referencia esta carga para compararla con la máxima requerida sin acero de refuerzo. Los cálculos se detallan a continuación.

$$V_u = 707.38 \text{ Kg}$$

$$b = 10\text{cm} \quad d = 14\text{cm}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 14 = 1075 \text{ Kg}$$

$$0.85 * V_c = 914 \text{ Kg} > V_u \text{ (Cumple)}$$



Figura 7-5 Diseño final de aligerado Fuente: Elaboración propia

## 7.2 Diseño de vigas peraltadas

### 7.2.1 Análisis de vigas

El análisis de vigas, de manera similar a las losas, depende principalmente de las cargas de gravedad; además, ambas son sometidas a flexión. Las vigas en comparación con los aligerados son sometidas a cargas mucho más grandes debido al área tributaria que estas reciben de los paños. Las columnas y muros del edificio sirven de apoyo a las vigas, por lo que transmiten sus cargas hasta la cimentación.

Los modelos de vigas serán realizados de modo que se omita su naturaleza hiperestática, ya que al pertenecer a un modelo más grande (el edificio mismo) el análisis se complicaría. El metrado de vigas incluirá las áreas tributarias de las losas, elementos tipo tabiques, y el peso propio; además, se considera que la distribución de cargas entre vigas para un paño es equitativa.

El modelo asumido para los pórticos a los que están unidas las vigas tendrá la estructura sugerida en la Norma E.060 (referencia 6). Los pórticos incluirán las columnas superiores e inferiores del nivel; así mismo, estas se idealizarán como si estuvieran empotradas. De esta forma, se elimina la interacción de cargas entre pisos del edificio y se trabajará el modelo de forma localizada como se mencionó líneas arriba. Las vigas, al estar conectadas a otros elementos como pueden ser columnas o vigas, tendrán una pequeña sección que será idealizada con un brazo rígido por compartir sección entre elementos.

Cabe agregar que, a diferencia del diseño de aligerado, las vigas presentan fuerzas cortantes más importantes, por lo que el refuerzo por corte será necesario, aunque el concreto no lo requiera; por ello, la Norma E.060 de Concreto armado (referencia 6) exige un mínimo de acero de refuerzo para los estribos. En el caso de vigas cruzadas, como se verá en esta sección, se generan esfuerzos cortantes muy grandes por lo que el acero de refuerzo será necesario y se buscará optimizar la cantidad que se obtendrá.

Las vigas que serán analizadas corresponden al piso 5 y son las de código V-03 y V-B como se puede visualizar en la Figura 7-6 y Figura 7-7:

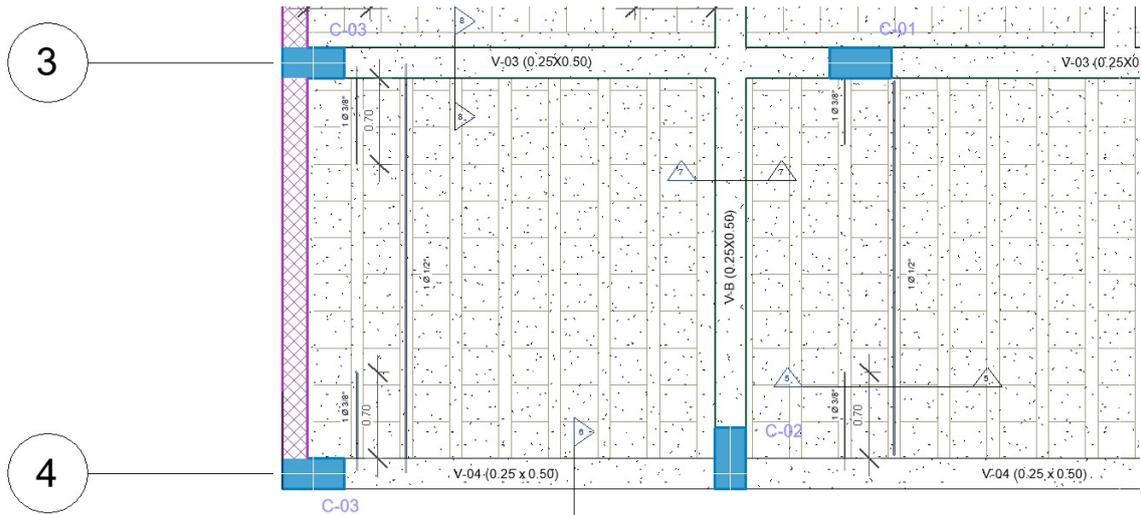


Figura 7-6 Viga V-03 Típica, perteneciente al eje 3 Fuente: Revit Structure

- Análisis viga V-B

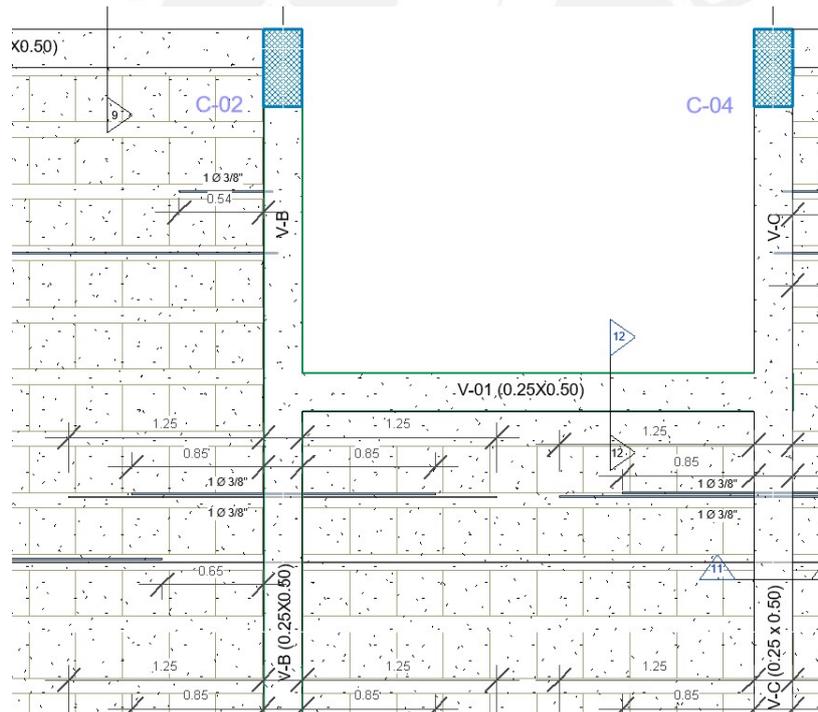


Figura 7-7 Viga V- Típica, perteneciente al eje 3 Fuente: Revit Structure

Para el análisis de esta viga, de acuerdo con el plano, se puede observar que la carga distribuida de la losa es variable por tramos. Esto se debe a la diferencia entre luces que tiene a cada lado; así como la ausencia de losa que hay en el tramo B (1-2) a un lado de la viga; por otro lado, la dirección del aligerado en el tramo B (3-4) no involucra a la

viga analizada por lo que no habrá carga distribuida. También se aprecia que la tabiquería en el tramo B (2-3) llegará a la viga en forma de carga distribuida. Mediante la Figura 7-8, se ilustrará la distribución final de cargas en la viga:

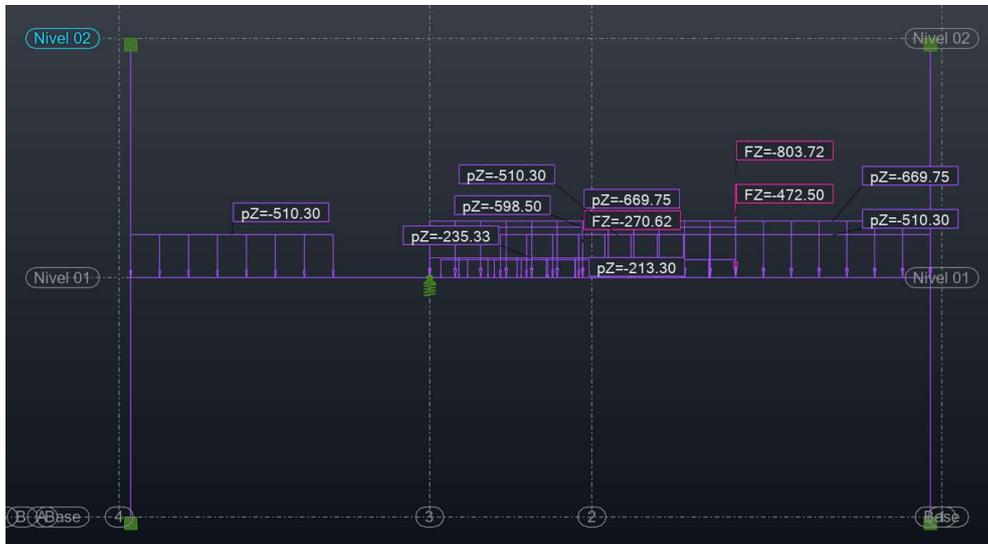


Figura 7-8 Metrado de Carga muerta (CM) ingresado Fuente: Robot Structural Analysis

El metrado de cargas, como se mencionó anteriormente, fue realizado en el modelo BIM de estructuras (plataforma Revit) y no extraído del modelo en Robot Structural para evitar sesgos en la distribución de cargas. Sin embargo, la contribución del sismo de diseño al elemento sí fue extraído del modelo analítico; por otro lado, las cargas para su posterior análisis y resultados fueron realizadas en el software Robot Structural exportando el pórtico del modelo BIM de estructuras. En este programa se definen las cargas muertas y vivas del edificio y la envolvente se genera a partir de estos parámetros. La envolvente contempla diferentes combinaciones definidas en el apartado de parámetros generales para el diseño. Se definirá como envolvente final la que tenga un aporte más importante (ver Figura 7-9):

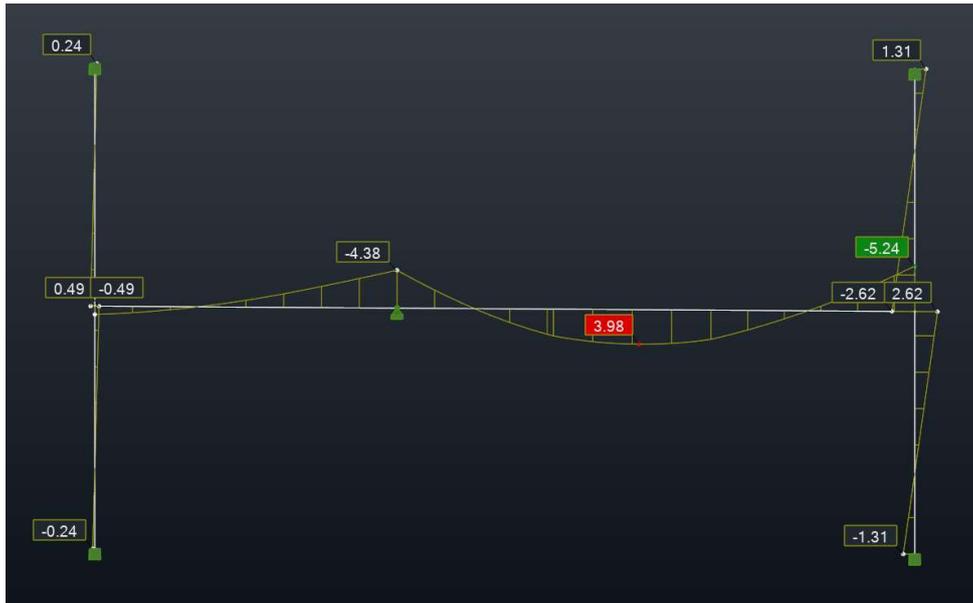


Figura 7-9 Envolvente final de CM y CV Fuente: Robot Structural Analysis

Es necesario mencionar, nuevamente, que la Figura 7.9 solo muestra los momentos producto de las cargas verticales del edificio. El sismo se adicionará en la etapa de diseño para poder calcular la cantidad de acero requerido (ver Tabla 7-5).

V-B (Tramo 3-1):

	Extremo	Central	Medio
Mcm	-4294.09	3996.09	-6865.48
Mcv	-839.83	1020.48	-1367.43
Mcsx	787.9	365	961.6
Mcsy	139.98	231.1	447.6
1.4CM +1.7 CV	-7439.437	7329.342	-11936.303
1.25(CM+CV) + CSx	-5629.5	6635.7125	-9329.5375
1.25(CM+CV) - CSx	-7205.3	5905.7125	-11252.7375
1.25(CM+CV) + CSy	-6277.42	6501.8125	-9843.5375
1.25(CM+CV) - CSy	-6557.38	6039.6125	-10738.7375
0.9CM+CSx	-3076.781	3961.481	-5217.332
0.9CM-CSx	-5081.99	3631.09	-7827.08
0.9CM+CSy	-4154.11	4227.19	-6417.88
0.9CM-CSy	-4434.07	3764.99	-7313.08
Mu (Ton.m)	-3076.781	7329.342	-5217.332

Tabla 7-5 Combinaciones de cargas en Tramo V-B Fuente: Elaboración propia

### - Análisis de Viga V-03

El diseño de esta viga sigue los mismos criterios; sin embargo, lo particular de este tramo es que la viga V-B descansa sobre esta viga por lo que tiene la presencia de una importante fuerza cortante. Para simplificar el metrado para calcular esta fuerza, se utilizó el modelo de la viga V-B generada en Robot Structural para, mediante la gráfica de la fuerza cortante, se pueda estimar de manera razonable las solicitudes en este punto.

El procedimiento de análisis de esta viga, además de lo descrito anteriormente, es igual al de la viga V-B, por lo que se omite la descripción para el cálculo de las cargas. El modelo de cargas se gráfica en la Figura 7-10.



Figura 7-10 Carga muerta en Viga V-03 Fuente: Robot Structural Analysis

Nota: En el primer tramo se puede observar una carga importante producto de la viga que descansa sobre el elemento. Este dato se puede tomar como un antecedente para considerar la fuerza cortante que se generará.

### 7.2.2 Diseño de acero en vigas

Aunque el proceso de diseño en vigas es bastante similar al de losas, esta requiere mayores consideraciones debido a que soportan mayores cargas y cumplen un rol fundamental en la transmisión de fuerzas verticales hacia los muros y columnas del edificio. Como se mencionó en el diseño de losas, el diseño por corte solo se realizó como ejercicio demostrativo para demostrar que el aligerado no requiere refuerzo; sin embargo, en el diseño de vigas sí es importante el refuerzo por el incremento de cargas, por lo que será necesario hacer el cálculo y desarrollo adecuado de los estribos.

Otra importante diferencia con el diseño de losas es la presencia y mayor influencia de las cargas sísmicas sobre las vigas, por lo que la envolvente ahora incluirá cargas muertas, cargas vivas y cargas de sismo.

Como última acotación preliminar en el diseño de vigas, se detallan aquí algunas consideraciones importantes que detalla el ingeniero Gianfranco Ottazzi (referencia 3) en su libro de concreto armado para obtener resultados en función a los estándares exigentes del diseño.

- Para el diseño de vigas, por lo menos 2 barras corridas de refuerzo irán tanto en la parte superior como inferior.
- El área de barras en los puntos de inflexión no debe ser menor a un tercio del acero negativo en los apoyos adyacentes.
- El área de las barras corridas inferiores debe ser por lo menos la tercera parte del acero positivo colocado en la sección crítica (de máximo momento).

#### a. VIGA V-0B

##### - Diseño por flexión

Durante el análisis de vigas se realizó el metrado de cargas gravitacionales y con ellas, por medio del software Robot Structural, se calculó la envolvente para los siguientes tipos de carga:

- $U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$
- $U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) + \text{CS}$
- $U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) - \text{CS}$

Las cargas del sismo no fueron agregadas al modelo en Robot Structural, sino serán agregadas de forma manual en los puntos críticos de las vigas. Por otro lado, es necesario considerar y definir las áreas mínimas y máximas de acero para asegurar un comportamiento dúctil en las vigas. Las fórmulas y el cálculo de las áreas se describen a continuación:

Datos:

Datos:

Base (m)	0.25
Peralte efectivo(m)	0.44
Fc (Kg/cm <sup>2</sup> )	210
Fy (Kg/cm <sup>2</sup> )	4200

$A_{S_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f_c}}{f_y} * b * d$	2.56 cm <sup>2</sup>
$A_{S_{max}} = 0.75 * A_{sb}$	17.52 cm <sup>2</sup>

Ahora se deben definir las secciones de la viga que serán analizadas por ser puntos críticos en la Figura 7-11.

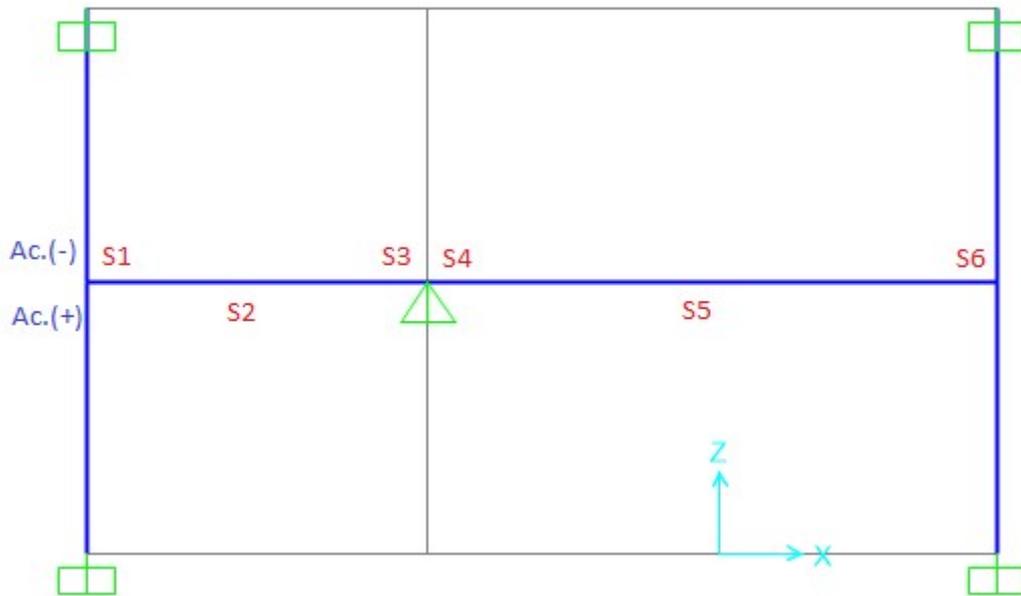


Figura 7-11 Secciones críticas de la viga Fuente: SAP 2000

Se puede notar que en la parte central hay 2 secciones, esto se debe a la presencia de una viga. Por esta razón, las resultantes de los momentos se tomarán a la cara de la viga y no al eje. A partir de este resultado se tomará el mayor de ambos y será utilizado para el diseño de acero.

Ya definidas las áreas mínimas y con los resultados de la envolvente, se procede a diseñar las áreas de acero corrido (superior e inferior). Con los momentos últimos calculados se procede a realizar el cálculo de acero con las fórmulas de diseño definidas en las consideraciones preliminares para el diseño definidas inicialmente, además, es necesaria la verificación de los aceros máximos y mínimos par cada resultado.

V-B (Tramo 4-3):

	Extremo	Central	Medio
Mcm	46	-829	-4294
Mcv	201	-322	-840
Mcsx	863	1303	828
Mcsy	647	294	133

1.4CM +1.7 CV	405	-1709	-7439
1.25(CM+CV) + CSx	1171	-136	-5590
1.25(CM+CV) - CSx	-555	-2742	-7245
1.25(CM+CV) + CSy	955	-1145	-6285
1.25(CM+CV) - CSy	-339	-1734	-6550
0.9CM+CSx	904	557	-3037
0.9CM-CSx	-817	-2132	-5122
0.9CM+CSy	693	-535	-4161
0.9CM-CSy	-601	-1124	-4427
Mu (Kg.m)	1171	557	-3037

V-B (Tramo 3-1):

	Extremo	Central	Medio
Mcm	-4294	3996	-6865
Mcv	-840	1020	-1367
Mcsx	788	365	962
Mcsy	140	231	448

1.4CM +1.7 CV	-7439	7329	-11936
1.25(CM+CV) + CSx	-5630	6636	-9330
1.25(CM+CV) - CSx	-7205	5906	-11253
1.25(CM+CV) + CSy	-6277	6502	-9844
1.25(CM+CV) - CSy	-6557	6040	-10739
0.9CM+CSx	-3077	3961	-5217
0.9CM-CSx	-5082	3631	-7827
0.9CM+CSy	-4154	4227	-6418
0.9CM-CSy	-4434	3765	-7313
Mu (Ton.m)	-3077	7329	-5217

Tabla 7-6 Cálculo de los momentos últimos de la Viga eje B Fuente: Elaboración propia

Viga en Eje B

	Tomar mayor						und.
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	
1.25(CM+CV) + CSx	1170.89	-136.24	-5589.70	-5629.50	6635.71	-9329.54	Kg.m
1.25(CM+CV) - CSx	-554.71	-2742.24	-7245.10	-7205.30	5905.71	-11252.74	Kg.m
1.25(CM+CV) + CSy	954.79	-1144.94	-6284.80	-6277.42	6501.81	-9843.54	Kg.m
1.25(CM+CV) - CSy	-338.61	-1733.54	-6550.00	-6557.38	6039.61	-10738.74	Kg.m
0.9 CM + CSx	904.00	557.00	-3037.00	-3077.00	3961.00	-5217.00	Kg.m
0.9 CM - CSx	-817.00	-2132.00	-5122.00	-5082.00	3631.00	-7827.00	Kg.m
Mu (Ton.m)	1.171	-2.742	-7.439		7.329	-11.936	Ton.m
As(cm <sup>2</sup> )	0.71	1.68	4.31		4.64	7.84	
Obs.	As.min	As.min	Ning.	Ning.	Ning.	Ning.	
Varillas	2Ø1/2"	2Ø1/2"	3Ø1/2"		3Ø1/2"	3Ø1/2"	

Tabla 7-7 Cálculo de la envolvente, acero y varillas Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que los momentos por cargas sísmica son irrelevantes en diferentes tramos de las vigas, a excepción del momento en S1, que es importante en comparación con la combinatoria de CM y CV. En este, el sismo conforma aproximadamente un 30% del momento último.

De los resultados también se puede notar que las solicitaciones no son críticas a nivel de sección, esto se debe a que todas las secciones distantes de forma considerable del acero máximo definido. Este puede ser un buen indicador en cuanto a seguridad para un buen comportamiento de la estructura, pero también puede ser un indicador de sobredimensionamiento; sin embargo, cabe resaltar que son 2 las secciones que requieren acero mínimo mientras que el otro tramo tiene mucho más acero. Si se disminuye el peralte, podría correrse el riesgo de aumentar críticamente la demanda de acero en esta sección y sobrepasar los límites máximos. Por otro lado, un cambio de sección no es práctico ya que hasta ahora se tienen vigas regulares en dimensión.

Como se ve en la tabla 7.2.2.1, se ha realizado el cálculo de las varillas que requiere (como mínimo) cada sección de acuerdo con el acero calculado. Sin embargo, por la distribución en la sección y practicidad no siempre las varillas de acero de diseño es ciertamente el más ideal para la viga. Se debe tener en cuenta que se requieren, por lo menos, 2 varillas corridas (superior en inferior) para tener un comportamiento adecuado de acuerdo con las indicaciones que se propusieron al inicio de este capítulo. Por ello, ya que tanto en la parte superior como inferior de las secciones de la viga se requieren por lo menos 3 varillas de 1/2" de acuerdo con lo calculado, estas serán las varillas corridas que se usarán; el resto de las varillas requeridas será colocado por tramos.

## - Diseño por cortante

Debido a que las vigas son elementos de transición entre las cargas verticales y las columnas, éstas están expuestas a mayores fuerzas de corte. Incluso si el aporte del concreto a resistencia por corte fuera suficiente, aún se tiene que colocar acero de refuerzo para el control de grietas por esfuerzos diagonales que suele presentarse en las secciones de los tramos que se encuentran cerca a la cara. La fórmula para el cálculo de la resistencia del acero al corte se define mediante la siguiente ecuación:

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

Donde:

$A_v$ : Área total de acero perpendicular a la cara de la sección

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$d$ : Peralte efectivo de la sección

$s$ : Espaciamiento del acero de refuerzo

Para el diseño se asumirá un acero de refuerzo  $A_v$  de 3/8". La forma del estribo da un total de 2 veces el área de esta varilla por que se tendría  $1\text{cm}^2$ . Solo se modificará la varilla del estribo en casos de que la solicitud por corte en la viga sea muy amplia. Los demás datos de la fórmula definida ya se conocen, por lo que se omiten mencionar las dimensiones de los mismo en esta etapa.

El cálculo se inicia con las fuerzas cortantes producto de la envolvente resuelta solo por cargas de gravedad, la viga analizada presenta muy bajo aporte de la cortante por parte del sismo de diseño por lo que no será considerado. La envolvente es proporcionada, al igual que los momentos, por el software SAP2000.

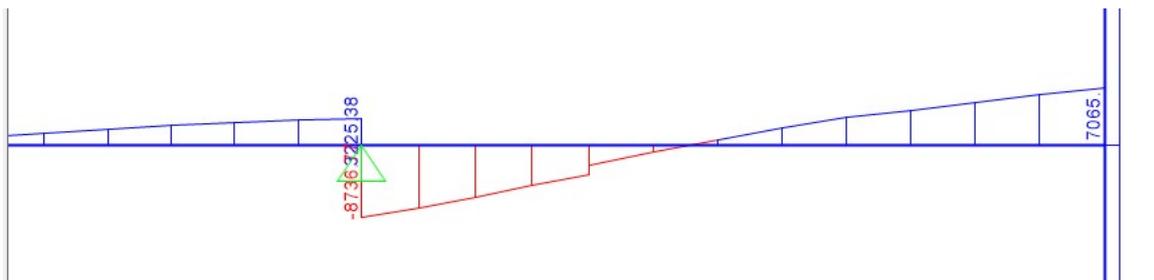


Figura 7-12 Envolvente de la viga V-B Fuente: SAP2000

A partir del modelo en SAP, se identifican las fuerzas cortantes más importantes de los tramos y son utilizadas para el cálculo del espaciamiento de estribos con un área de corte de  $1\text{cm}^2$ . En caso de que el concreto sea suficiente nivel de corte, la Norma E.060 (referencia 6) detalla colocar un acero mínimo a una distancia equivalente a la mitad del peralte efectivo de la sección.

Como se aprecia en la Figura 7-12, las fuerzas cortantes suelen ser mayores en los extremos del tramo. Debe tenerse en cuenta que la norma técnica recomienda diseñar los estribos con la fuerza cortante presentada a una distancia de la cara igual al peralte de la sección; es decir, a 25 cm de la cara. A continuación, en la siguiente tabla se detallan los resultados obtenidos:

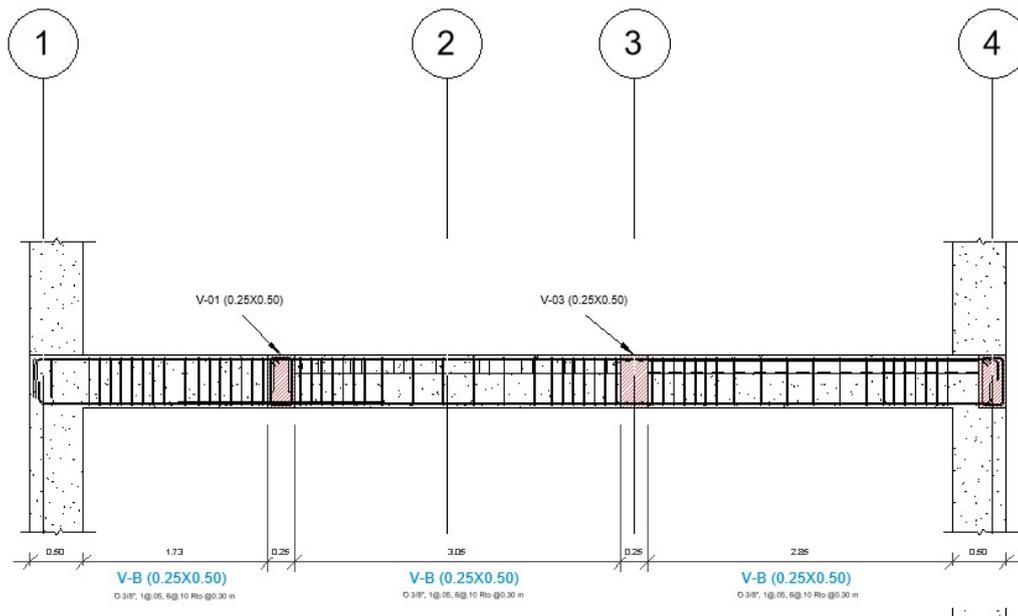
Viga en Eje B

	Tramo 1	Tramo2
1.25(CM+CV)	4412	10963
CS	2370	300
Vu (Kg)	6782	11263
Vc (Kg)	8448.47	8448.47
$\emptyset * Vc$ (Kg)	7181.20	7181.20
Vs (Kg)	(-)	(-)
Vs lim (Kg)	--	--
S (cm)	25.00	38.00

Tabla 7-8 Cálculo del espaciamiento Fuente: Elaboración propia

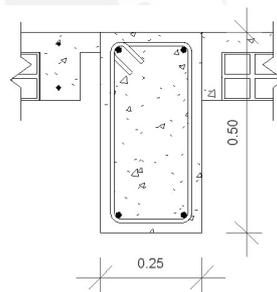
Se puede notar que, para el diseño de esta viga, en el tramo 1 la resistencia requerida por el concreto es mayor a la demandada por las solicitudes de carga. En el caso del tramo 2, se observa que la resistencia requerida es mínima por lo que el espaciamiento es exageradamente amplio (aproximadamente 1 metro), por lo que en ambos casos se utilizará un espaciamiento máximo de 25 cm.

Con el diseño completado tanto en flexión como por corte, se puede ilustrar el diseño final de la viga. Cabe mencionar que el corte de las varillas sueltas se ha calculado de acuerdo con las mínimas definidas por norma y controlando los momentos. A continuación, se ilustra la viga V-B en la Figura 7-13 :



**6** Detalle Eje B  
1 : 50

Figura 7-13 Viga V-B, tramo total Fuente: Revit Structure



**V-B (0.25X0.50)**

**2Ø 5/8" + 2Ø 5/8"**

Ø 3/8", 1@.05, 8@.10, 2@15 Rto @0.20 m

Figura 7-14 Sección Viga V-B Fuente: Revit Structure

**b. Viga V-03**

La particularidad de esta viga, como se mencionó durante el análisis sismorresistente es que otra viga descansa sobre el primer tramo. Por esta razón, es probable que se presenten fuerzas cortantes que requieran que la viga tenga refuerzo mayor al mínimo establecido por norma. La Figura 7-15 muestra el tramo de cruce de vigas:

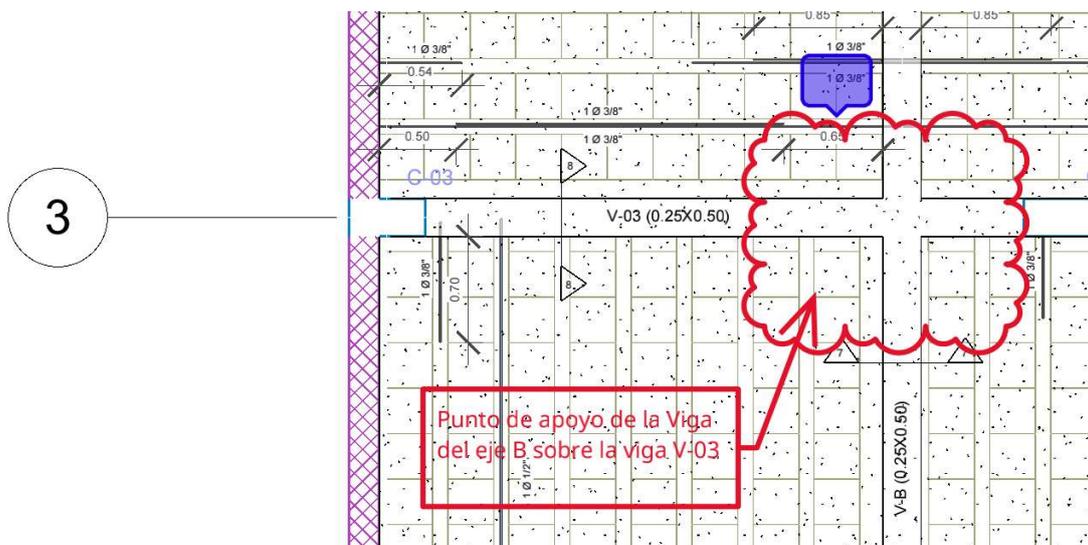


Figura 7-15 Cruce de vigas en primer tramo de viga V-03 Fuente: Revit Structure

- **Diseño por flexión**

El diseño por flexión, al igual que la viga V-B, contempla los mismo pasos de diseño. El detalle de cargas descrito en la etapa de análisis se ingresa al pórtico exportado a Robot Structural Analysis y se realiza el cálculo de los momentos por cargas verticales, las reacciones por el caso de sismo se adicionan de forma manual.



Figura 7-16 Momentos de viga V-03 (carga muerta CM) Fuente: Robot Structural Analysis



Figura 7-17 Momentos de viga V-03 (carga viva CV) Fuente: Robot Structural Analysis

Ya en la primera parte del diseño, por flexión, se puede apreciar una diferencia abrupta de momentos críticos positivos entre los tramos 1 y 2. Otra particularidad se presenta debido al aporte sísmico, que esta vez se presenta de forma más influyente; esto se debe a los muros laterales en la misma dirección que se hayan en el edificio. A continuación, se realiza la combinación para obtener la envolvente final.

Viga Eje 3

	S1	S2	S3	S4	S5	S6
	Tramo 01			Tramo 02		
	Extremo	Central	Extremo	Extremo	Central	Extremo
Mcm (Kg.m)	-3314.38	3100.28	-7570.72	-5925.71	4125.15	-1560.38
Mcv (Kg.m)	-751.65	666.89	-1665.41	-1433.97	994.07	-392.06
Mcsx (Kg.m)	4729	676.8	4634.6	6113.1	423.2	6831.4
Mcsy (Kg.m)	259.2	40	187.4	305.6	49.4	227.7
1.4CM +1.7 CV	-5917.937	5474.105	-13430.205	-10733.743	7465.129	-2851.034
1.25(CM+CV) + CSx	-353.5375	5385.7625	-6910.5625	-3086.5	6822.225	4390.85
1.25(CM+CV) - CSx	-9811.5375	4032.1625	-16179.7625	-15312.7	5975.825	-9271.95
1.25(CM+CV) + CSy	-4823.3375	4748.9625	-11357.7625	-8894	6448.425	-2212.85
1.25(CM+CV) - CSy	-5341.7375	4668.9625	-11732.5625	-9505.2	6349.625	-2668.25
0.9CM+CSx	1746.058	3467.052	-2179.048	779.961	4135.835	5427.058
0.9CM-CSx	-8043.38	2423.48	-12205.32	-12038.81	3701.95	-8391.78
0.9CM+CSy	-3055.18	3140.28	-7383.32	-5620.11	4174.55	-1332.68
0.9CM-CSy	-3573.58	3060.28	-7758.12	-6231.31	4075.75	-1788.08
Mu (Kg.m)	-9811.5375	5474.105	-16179.7625	-15312.7	7465.129	-9271.95
As (cm <sup>2</sup> )	6.33	3.42	11.03	10.36	4.73	5.96
Observaciones	Ninguna	Ninguna	Ninguna	Ninguna	Ninguna	Ninguna
Varillas	2 $\phi$ 3/4" + 1 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/4"	4 $\phi$ 3/4"	4 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/4" + 1 $\phi$ 5/8"

Tabla 7-9 Cálculo de la envolvente, el área y número de varillas en Viga V-03 Fuente: Elaboración propia

Se puede notar que la influencia sísmica es mucho más considerable en la viga, en algunos casos es mayor que la combinación de cargas CM y CV. Por ejemplo, en la sección S4 el sismo tiene un aporte de casi el 60% del total de la flexión.

El diseño de varillas también se realiza buscando estrictamente la combinación de aceros de construcción que se acerca a la mínima área (véase As en la Tabla 7-9).

Como se mencionó para el desarrollo de la viga anterior, el cálculo preliminar de las varillas de acero por sección en la viga debe complementarse con las consideraciones mencionadas en la etapa inicial de este capítulo. Por esta razón, se debe analizar la propuesta más conveniente para el par de varillas superiores e inferiores que irán corridas en la viga. La sección 1 y 6 del tramo de todo el tramo requieren 4 varillas superiores de 1/2" (5.16 cm<sup>2</sup>); sin embargo, con 2 varillas de 3/4" más 1 varilla de 5/8" se obtiene un valor cercano a esa cantidad y aun conservando lo necesario para un correcto comportamiento del acero. Dada la necesidad del tramo central de 2 varillas de 3/4" y para evitar exceso de varillas, se opta por proveer las mismas a toda la sección.

### - Diseño por cortante

Para el anterior diseño de viga, se detalló el proceso y consideraciones que se debe tener para el refuerzo (siempre necesario) para vigas. También se pudo observar que hubo un incremento en la flexión por parte de la viga que descansa en el primer tramo. Sin embargo, el aporte más resaltante se verá en las fuerzas cortantes que serán transmitidas de la viga V-B al tramo de la viga V-03. Además, el aporte del sismo es más significativo por lo que se tendrá especial consideración en esta etapa del diseño.

A continuación, se muestra la envolvente de cargas para los resultados de fuerzas de corte:

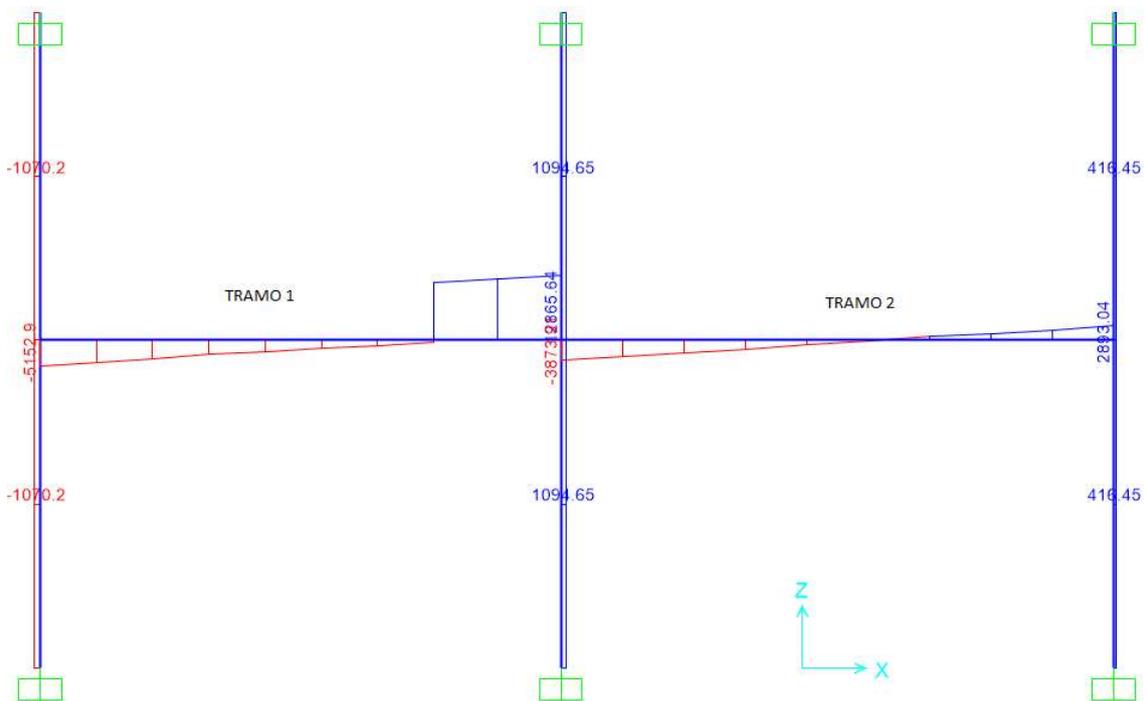


Figura 7-18 Resultante de cortante para viga V-03 Fuente: Robot Structural Analysis

De la Figura 7-18 se puede observar que el diagrama de fuerzas cortantes presenta una caída drástica en el punto de descanso de la viga. Las fuerzas presentes a este lado de la viga son importantes y serán tabuladas para el cálculo del espaciamiento mínimo en conjunto con la fuerza sísmica extraída del modelo estructural del edificio en Robot Structural Analysis.

Viga en Eje 3

	Tramo 1	Tramo2
1.25(CM+CV)	15180	5220
CS	2370	300
Vu (Kg)	17550	5520
Vc (Kg)	8448	8448
$\emptyset * Vc$ (Kg)	7181	--
Vs (Kg)	12198	--
Vs lim (Kg)	17534	--
S (cm)	15.15	21.00

Como se esperaba, debido a la carga más grande encontrada en el tramo 1, y en conjunto con el aporte sísmico, se alcanzó una cortante máxima de 15 ton (siempre teniendo en cuenta una distancia mínima de la mitad del peralte efectivo de la sección). En este caso, es necesario proveer a la sección de un espaciamiento menor al mínimo requerido, por medio de las fórmulas definidas en los parámetros generales se observa que un espaciamiento óptimo será de 20 cm.

El tramo 2 no presenta mayores complicaciones que las vistas en la viga V-B, por lo que la colocación del acero con mínimo estándar de espaciamiento será suficiente para proteger a la viga de fisuras diagonales en las zonas cercanas a los vértices.

Ya realizado el diseño por flexión y corte se puede graficar la sección de la viga, así como la disposición de las varillas y refuerzo de estribos.

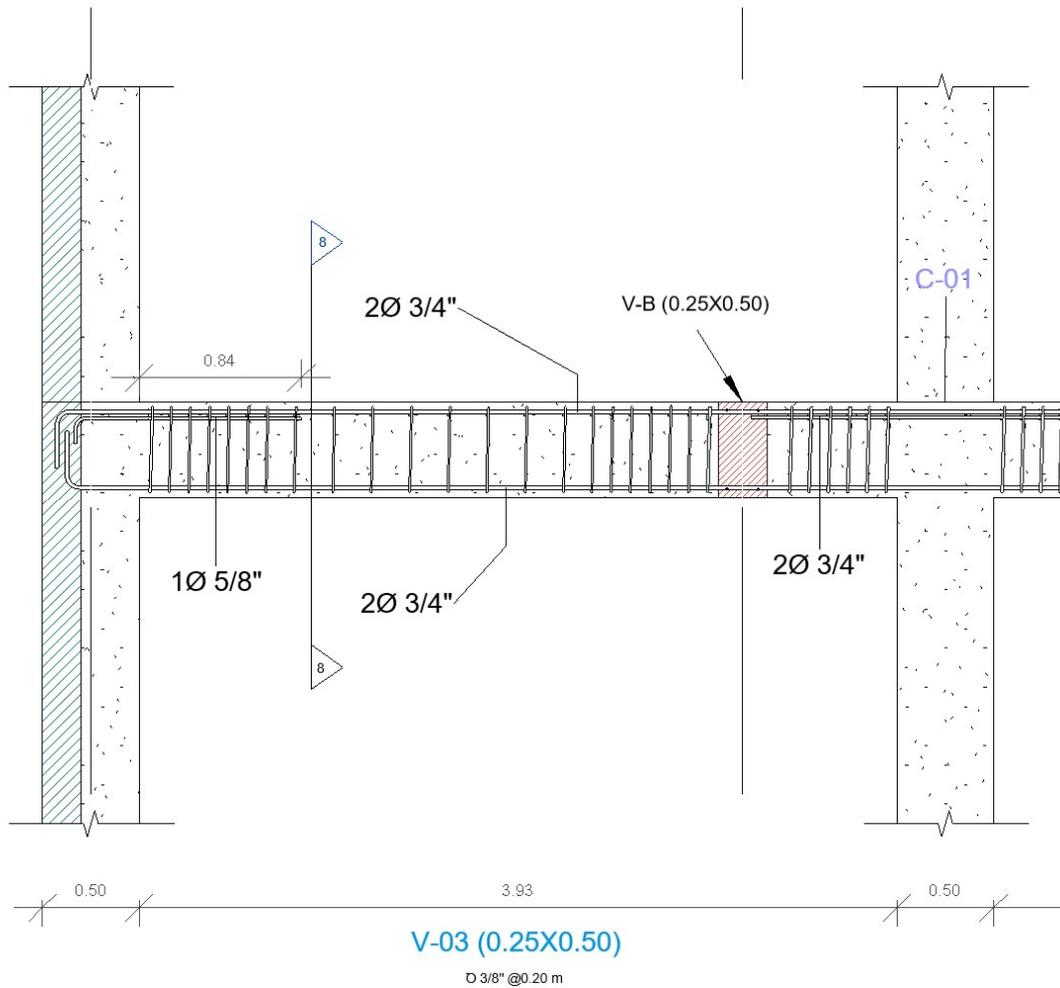
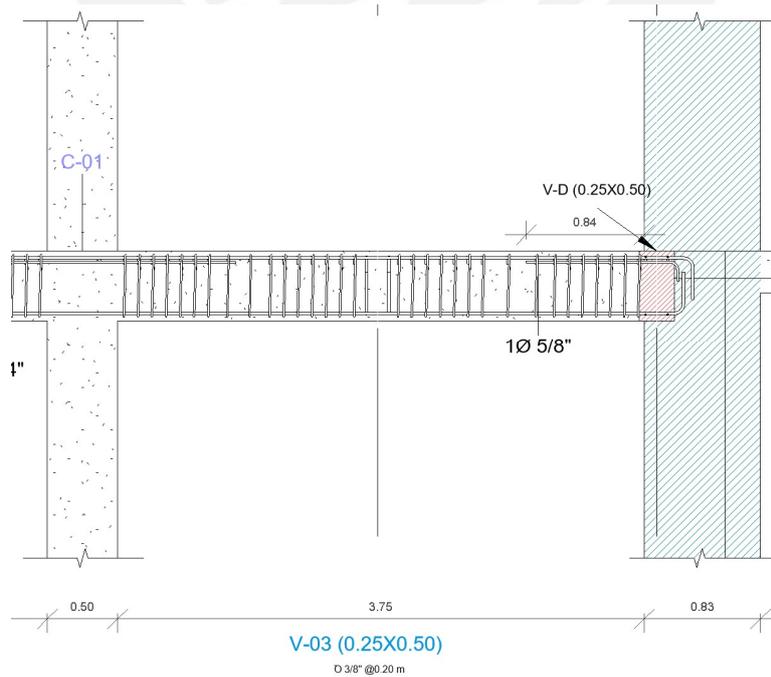
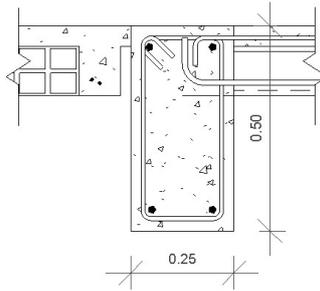


Figura 7-19 Sección del tramo 01 de la Viga V-03 (Varillas y estribos) Fuente: Revit Structure





V-03 (0.25X0.50)

2Ø 3/4" + 2Ø 3/4"

Ø 3/8", 1@.05, 8@.10, Rto @0.20 m

Figura 7-20 Tramo 02 de la viga con aceros de refuerzo y sección V-03 Fuente: Revit Structure

### 7.3 Diseño de Columnas

Durante el diseño de losas y vigas, se ha tenido en cuenta los efectos de flexión y corte en las secciones de los elementos. Esto se debe a que estos 2 factores han sido los únicos influyentes, de forma considerable, en la interacción de carga-elemento. Sin embargo, las columnas al ser elementos verticales incorporan en el diseño la carga axial. Esta se debe a que las columnas transportan de forma vertical las cargas de gravedad y de sismo que tiene el edificio desde la zona superior del casco hacia el suelo. Este tipo de interacción se denomina flexocompresión y su diseño requiere la definición de ciertos parámetros adicionales que no se vieron en las etapas anteriores.

#### 7.3.1 Diseño por Flexocompresión

Debido al comportamiento más complejo al trabajar con una carga axial y flexión al mismo tiempo, es más fácil optar por un proceso iterativo en el diseño de columnas. Este proceso se realiza con un diagrama de interacción, el cual se define al tabular los valores del momento nominal ( $M_n$ ) y fuerza axial nominal ( $P_n$ ) para diferentes casos de falla; es decir, para diferentes etapas de deformación y combinación.

La iteración del proceso se da debido a que, a pesar de tener las dimensiones, el cálculo de los diferentes momentos nominales y fuerzas axiales requiere que se tenga datos del acero de refuerzo, pero lo que se busca es calcular el acero adecuado para la estructura. A pesar que no parecer sencillo asumir a priori el acero que se va a colocar y luego verificarlo en el diagrama e ir iterando; la norma provee unos pasos que simplifican este proceso para que no tenga resultados tan dispersos y sea más fácil el diseño.

Para trabajar con el diagrama de interacción, es necesario definir el concepto de cuantía de acero. Para el caso de columna la cuantía se define de la siguiente manera:

$$\rho = \frac{A_g}{b * h}$$

Los parámetros B y h están definidos como el ancho y altura de la columna (según la dirección de análisis), mientras que Ast se define como el área total de acero que será colocado en la sección (independiente de la distribución). La cuantía se define con el porcentaje de acero que contiene la sección respecto del área bruta de la misma. La norma peruana restringe la cuantía de acero para asegurar que el acero pueda ser correctamente distribuido sobre la sección. La norma establece por tanto lo siguiente:

$$1\% < \rho < 6\%$$

Es ideal buscar una cuantía lo más cercana a 1%, esto permite economizar el área de acero y evita la congestión del acero que complica el proceso constructivo. Además, no es recomendable utilizar más del 4% de la cuantía en caso se requiera; ya que, se debe detallar el cruce de aceros de las columnas y las vigas, en cada nudo, por lo que el diseño se complica.

Un elemento muy importante para regular el diseño mediante la curva de interacción es el factor de excentricidad, la norma limita este valor a porcentajes muy bajos, por lo que permite que el diseño pueda desarrollar mayor resistencia a la flexión, pero restringe o reduce la capacidad de la fuerza axial. Esto se debe a que se busca un comportamiento dúctil y la flexión es fiable para lograrlo en la realidad.

La carga axial de compresión está limitada por la siguiente ecuación:

$$P_n = 0.8 * (0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st})$$

Se ha definido en los parámetros generales de diseño que para flexocompresión el factor  $\phi$  para el diseño por resistencia es de 0.7. Por lo que se tendrá lo siguiente:

$$\phi P_n = 0.56 * (0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st})$$

Esta magnitud también es conocida como techo de carga axial.

El factor de reducción definido experimenta una graduación progresiva de 0.7 a 0.9 con el inicio de la flexión pura. Este razonamiento se debe a que sin la presencia de una fuerza axial, la columna se comportaría de la misma forma que una viga.

Los conceptos descritos se pueden visualizar en el siguiente gráfico:

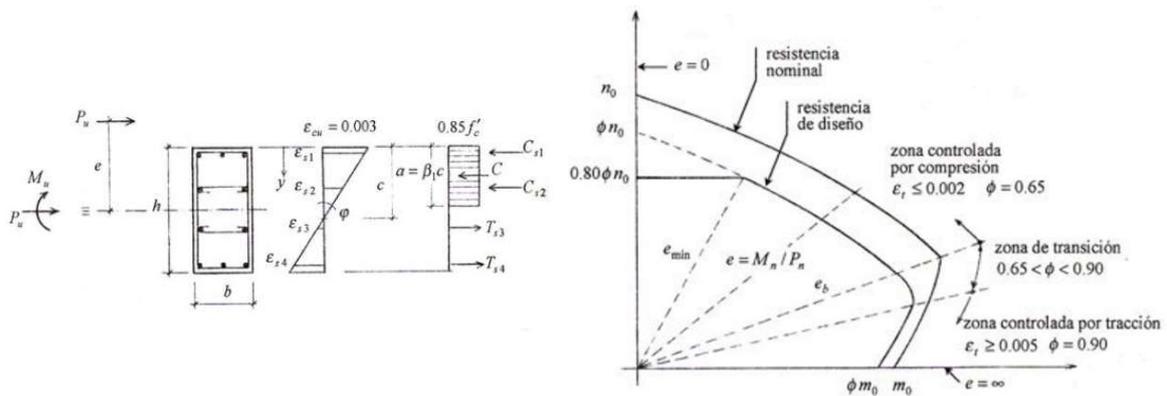


Figura 7-21 Ilustración del diagrama de interacción y su base conceptual Fuente: Concreto Armado 01, Ottazzi

Definido ya todos los parámetros se hace una lista con los pasos a seguir para el análisis y diseño de columnas por flexocompresión.

- Se define una cuantía de acero que estará comprendida entre 1.5% y 2.0% para el piso 01.
- Con los datos de la cuantía se diseñan las diferentes combinaciones de falla entre el momento nominal  $M_n$  y la fuerza axial  $P_n$ . Luego, se procede a reducir esta curva mediante el factor de reducción 0.70 definido para flexocompresión. Se debe tomar en cuenta que cerca a la flexión el factor de reducción varía progresivamente debido a su comportamiento similar al de flexión pura.
- Con la gráfica ya modelada se deben comparar los valores hallados con la resistencia y fuerza axial última ( $M_u$ ,  $P_u$ ). La cuantía definida al inicio será aceptable mientras que estos valores estén dentro de la curva de interacción que se estableció. Si los valores correspondientes están fuera de la curva, se aumenta la cuantía y se rediseña el diagrama para nuevamente comparar los resultados. Se repite la iteración hasta conseguir obtener la condición final del proceso.

Además, la Norma E.060 (referencia 6) establece que las columnas no pueden tener una resistencia del concreto menor a 210 Kg/cm<sup>2</sup> y una resistencia del acero mayor 4200 kg/cm<sup>2</sup>. Por otro lado, la sección debe tener un ancho mínimo de 25 cm y una relación ancho - peralte mayor a 0.40.

- **Diseño de la columna B4 por flexocompresión**

Como todos los casos de análisis el cálculo de las resistencias requeridas, se inicia con la combinación de cargas de las diferentes fuerzas aplicadas a la estructuras (fuerzas de gravedad y fuerzas sísmicas). A diferencia de otros capítulos, el cálculo de las cargas y momentos se extraeran directamente de ETABS y no se realizarán manualmente para mayor facilidad. Después se procede a hacer la envolvente de cargas y se utilizará la más crítica. Desde un inicio, se particionan los pisos en 3 grupos de 2 cada uno; esto se hace con el fin de facilitar el diseño de modo que por cada grupo se toma el piso inferior. A continuación se colocan los resultados obtenidos del análisis de ETABS.

Cargas y momentos de la columna B4

Piso	P		Ms		M(CM)		M(CV)		
	(Ton)	(Ton)	(Ton.m)	(Ton.m)	x (Ton.m)	y (Ton.m)	x (Ton.m)	y (Ton.m)	
6	2.73	0.44	0.19	0.11	1.38	0.57	0.32	0.1	GRUPO 3
5	7.25	1.42	0.17	0.11	1.52	0.51	0.36	0.11	
4	11.95	2.45	0.16	0.10	1.48	0.48	0.37	0.09	GRUPO 2
3	16.80	3.50	0.12	0.12	1.44	0.33	0.35	0.07	
2	21.83	4.59	0.08	0.09	1.3	0.2	0.32	0.05	GRUPO 1
1	27.08	5.72	0.08	0.10	1.45	0.18	0.23	0.02	

Tabla 7-10 Cuadro de Cargas y momentos en columna B4 Fuente: ETABS

Las fuerzas axiales se obtienen tanto de las cargas de gravedad como de las de sismo, en el caso de los momentos se obtienen en total 6 momentos que provienen de la carga muerta (CM), la carga viva (CV) y la carga de sismo (CS); cada una de estas aporta en 2 direcciones, X e Y.

Ahora se procede a generar la envolvente de cargas con los resultados obtenidos de ETABS para cada grupo. A continuación, se muestran las combinaciones de carga:

a. Grupo 1 (pisos 1 y 2):

Combinación de cargas	Pu (Ton)	Mu (ton.m)
1.4CM+1.7CV	59.23	3.46
1.25(CM+CV) + CS	45.60	2.20

b. Grupo 2 (pisos 3 y 4):

Combinación de cargas	Pu (Ton)	Mu (ton.m)
1.4CM+1.7CV	39.50	2.60
1.25(CM+CV) + CS	25.40	2.40

c. Grupo 3 (Pisos 5 y 6):

Combinación de cargas	Pu (Ton)	Mu (ton.m)
1.4CM+1.7CV	12.60	2.70
1.25(CM+CV) + CS	10.80	2.50

Los datos de la sección son los siguientes:

<b>B =</b>	<b>25</b>	<b>cm</b>	<b>(Ancho)</b>
<b>L =</b>	<b>50</b>	<b>cm</b>	<b>(Longitud, dirección del momento)</b>
<b>d' =</b>	<b>6</b>	<b>cm</b>	<b>(Recubrimiento al eje de varillas)</b>
<b>Ag =</b>	<b>1250</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>	<b>(Área bruta de concreto)</b>

Se elige un área de 15.92 cm<sup>2</sup> (8 varillas de acero de 5/8") de acero lo cual equivale a una cuantía inicial de 1.274 % (para todos los grupos) y se inicia la construcción del diagrama de interacción.

As (cm <sup>2</sup> )	15.92
ρ (%)	1.274

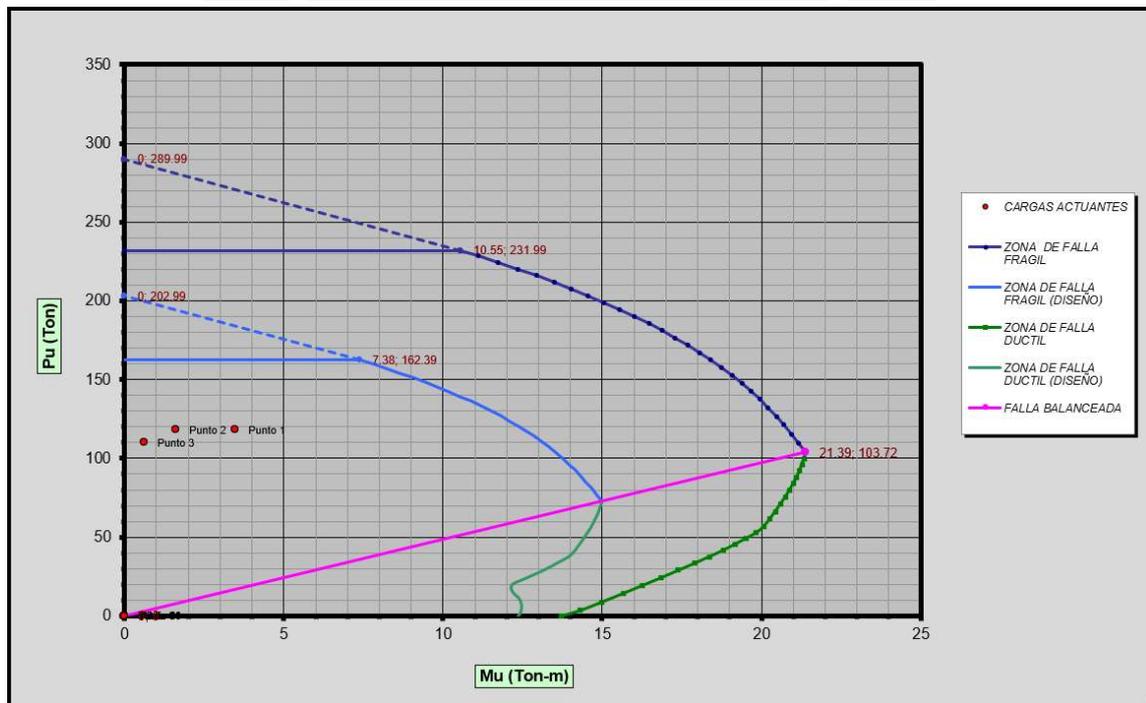


Figura 7-22 Diagrama de interacción en Eje X Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar que los tres grupos de la columna B4 que se definieron cumplen con el requisito de estar dentro de los límites del diagrama de interacción. Se puede notar que, además, las columnas en el primer nivel experimentan una fuerza axial mayor debido a que concentran todo el peso del edificio. Por otro lado, la flexión se incrementa en los pisos superiores. Cabe resaltar que debido el grupo 2 y 3 de columnas por estar en la zona inferior del diagrama tendrá un mejor desempeño dúctil en comparación con los pisos 1 y 2 donde la fuerza axial eleva la coordenada y la coloca en la mitad superior del diagrama.

Nota: Al tener en cuenta que el sismo en Y tendrá menos influencia sobre la columna analizada, solo se analizará el eje X.

Se procede a definir el diseño preliminar del acero vertical en la columna:

Piso	Area req. cm2	Acero cm2	Area cm2
6	15	8Ø5/8"	16.00
5	15	8Ø5/8"	16.00
4	15	8Ø5/8"	16.00
3	15	8Ø5/8"	16.00
2	15	8Ø5/8"	16.00
1	15	8Ø5/8"	16.00

Tabla 7-11 Acero por piso para Columna B4 Fuente: Elaboración propia

#### 7.4 DISEÑO DE PLACAS

El diseño de placas juega un rol importante en la estructura del edificio. Esto se ve particularmente en la estructura que se está diseñando; ya que, ambas direcciones del edificio han demostrado tener, a partir del análisis sísmico, un comportamiento de tipo muros estructurales.

Las placas se caracterizan por absorber altas flexiones en los primeros pisos de la estructura, a esta sollicitación se suman las fuerzas axiales que se soportan en la base. Por esto, el diseño de placas requiere de un análisis por flexocompresión donde, para cada combinación, se evalúa que tanto las cargas como momentos se encuentren dentro de un diagrama de interacción generado bajo los mismos criterios que en las columnas.

La flexión es principalmente controlada por el acero confinado en los extremos de la placa, estos son denominados núcleos. A pesar de que las placas llevan refuerzo

horizontal repartido por toda la sección, el aporte a la resistencia por flexión es bajo en comparación con el de los núcleos, por lo que para la etapa de diseño por flexocompresión el diseño de estos tiene mayor importancia por encima del refuerzo de sección.

Una de las principales diferencias en el comportamiento de una placa respecto a una columna es la gran cantidad de fuerza cortante que estas absorben. Es por esta razón, que la distribución de acero de refuerzo (mallas horizontales y verticales) es necesaria.

La aparente complejidad en el diseño de placas se debe a que no existen detalles acerca de la altura y cantidad de acero que llevan núcleos. Es por ello, que en esta etapa del diseño es muy importante el criterio y la interpretación razonable de los resultados para reducir el proceso de iteración. La norma E.060 (referencia 6), en el artículo 21, nos brinda detalles para el diseño, así como requisitos mínimos que se requieren para un correcto comportamiento de los muros estructurales.

#### 7.4.1 Diseño de placa PL-4

- Análisis por flexocompresión

Dado que el diseño se inicia con el análisis por flexocompresión, es necesario hallar los valores de las cargas de axiales y los momentos sobre la placa. El diseño se inicia con las solicitaciones extraídas del software ETABS, las cargas corresponden al primer piso:

Story	Pier	Load	Loc	P	M2	M3
Piso 1	P-X	DEAD	Bottom	-81.6445	0.6877	0.5514
Piso 1	P-X	LIVE	Bottom	-11.8799	0.1904	0.3388
Piso 1	P-X	SISMOX Max	Bottom	0.1019	0.0092	288.684
Piso 1	P-X	SISMOY Max	Bottom	2.6147	0.9403	2.5521
Piso 1	P-X	DEAD	Top	-76.2094	-1.472	0.2954
Piso 1	P-X	LIVE	Top	-11.8799	-0.4041	0.2398
Piso 1	P-X	SISMOX Max	Top	0.1019	0.0013	167.6987
Piso 1	P-X	SISMOY Max	Top	2.6147	0.1837	1.1708

Tabla 7-12 Fuerzas axiales y momentos en Placa PL-04 sobre el primer piso Fuente: ETABS

Con las cargas halladas se procede a generar las diferentes combinaciones que serán ingresadas al diagrama de interacción. Las combinaciones toman las cargas y momentos más grandes entre la base y el techo.

COMBOS	NOMENC.	P	M2	M3
0.9CM+f.SISXX	MSX MAX	-73.4	0.6	289.2
0.9CM-f.SISXX	MSX MIN	-73.6	0.6	-288.2
0.9CM+f.SISYY	MSY MAX	-70.9	1.6	3.0
0.9CM-f.SISYY	MSY MIN	-76.1	-0.3	-2.1
1.25(CM+CV) +f.SISXX	MVSX MAX	-116.8	1.1	289.8
1.25(CM+CV)-f.SISXX	MVSX MIN	-117.0	1.1	-287.6
1.25(CM+CV) +f.SISYY	MVSY MAX	-114.3	2.0	3.7
1.25(CM+CV)-f.SISYY	MVSY MIN	-119.5	0.2	-1.4
1.4CM+1.7CV	MV	-134.5	1.3	1.3

Tabla 7-13 Combinación de fuerzas y momentos Fuente: Elaboración propia

Una vez calculados los combos se obtienen la envolvente final:

	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
	Pux (ton)	Mux (ton.m)	Vux (ton)	Pux (ton)	Mux (ton.m)	Vux (ton)
Envolvente	131.04	281.21	56.23	131.04	3.9	1.44

- Verificación de necesidad de elementos de confinamiento

Para verificar si son necesarios los núcleos de confinamiento se debe verificar que el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema es mayor a  $0.2 \cdot F'c$ , se obtienen los siguientes resultados:

$$0.2 \cdot F'c = 42 \text{ Kg/cm}^2$$

Área neta del muro estructural y momento inercial:

$$A_g = 7875.00 \text{ cm}^2 \quad I_{y-y} = 65116406 \text{ cm}^4$$

Cálculo de la carga axial última en el muro estructural y momento último en muro estructural:

$$P_u = 1.4 \cdot P_{cm} + 1.7 \cdot P_{cv} = 131152 \text{ Kg} \quad M_u = 1.4 \cdot M_b = 39369400 \text{ Kg.m}$$

Esfuerzo de compresión en la fibra extrema:

$$F'c = \frac{P_u}{A_g} + M_u \cdot \frac{L_m}{2 \cdot I_{y-y}} = 111.56 \text{ Kg/cm}^2 > 0.20 \cdot F'c = 42.00$$

Como se observa en la ecuación anterior, el esfuerzo en la fibra extrema excede  $0.2 \cdot F'c$  por lo que queda determinado que se requieren los núcleos de confinamiento.

- Desarrollo del Acero de refuerzo

Una vez hechas las combinaciones de cargas, estas deben encontrarse dentro de un diagrama de interacción. El diagrama se forma a partir de un área de acero asumida en los núcleos; esto complica el diseño ya que, a diferencia del cálculo de acero en vigas y columnas (diseño por flexión) el acero se estima mediante el cálculo de una fórmula no dinámica. Sin embargo, se puede hacer el cálculo preliminar de acero mediante la fórmula proveniente del equilibrio de fuerzas adaptado en el libro de Wight y MacGregor (2009), la fórmula trabaja con un brazo de palanca de  $0.8L$ . A continuación, se define la fórmula:

$$M_u = \phi * A_s * f_y * 0.8 * L$$

Donde, al reemplazar los valores obtenidos de la tabla se obtiene:

$$289.2 * 10^3 = 0.9 * 4200 * 0.8 * 2.95 * A_s$$

$$A_s = 40 \text{ cm}^2 \text{ (redondeado)}$$

Normalmente, esta área preliminar es excedente y es necesario corroborar la eficacia, por lo que por ahora se plantea un cabezal de 60 cm con una distribución de 14 varillas de 3/4". Los cabezales son simétricos, por tanto, la distribución es simétrica.

Se procede a generar el diagrama de interacción para un acero de 3/4" con el fin de verificar si es posible obtener un diseño mínimo que aún satisfaga las cargas solicitadas.

A continuación, se muestra el gráfico:

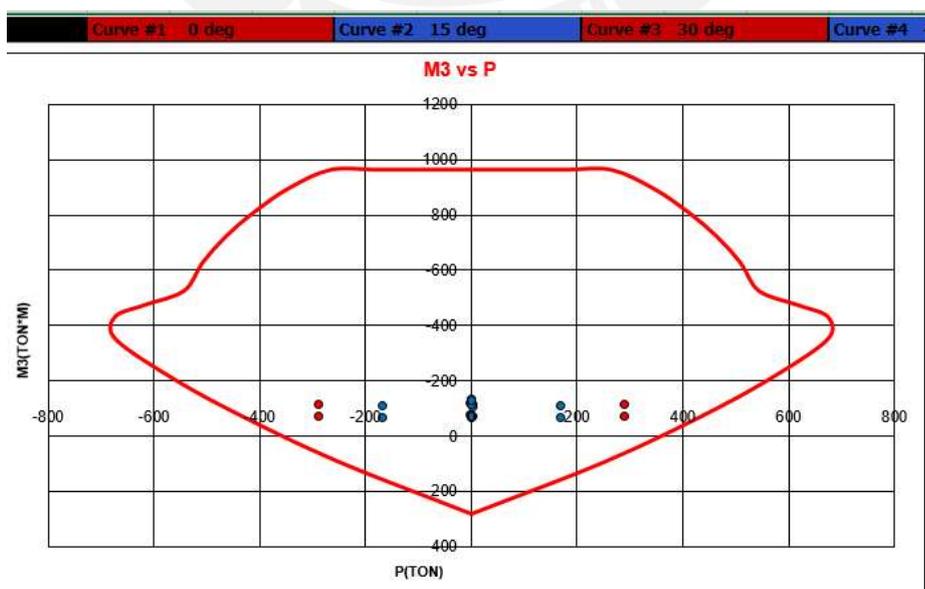


Figura 7-23 Diagrama de interacción para placa PL-04 en Eje X-X Fuente: Elaboración propia

Una de las primeras impresiones acerca del diagrama es la casi nula influencia de la resistencia axial de la placa debido a un techo tan alto en comparación con las solicitudes. Este comportamiento es muy común en muros de corte, ya que estos están expuestos a amplios momentos y fuerzas de corte; sin embargo, la fuerza axial que absorben no es muy grande.

Por otro lado, se puede observar que los momentos de flexión sí tienen mucha influencia en el diagrama. Las combinaciones muestran un claro desplazamiento sobre la abscisa del gráfico lo que demuestra la importancia del muro con la flexión a la que está sometida. Se verifica que, para el área y diseño planteado, el comportamiento del muro es adecuado y no presente mayores complicaciones.

#### - **Análisis de fuerza cortante**

Como se observó en el análisis y diseño por flexo compresión, las placas no tienen fuerzas axiales importantes; es decir, que puedan ser decisivas para el diseño del refuerzo de acero en el muro. Sin embargo, las fuerzas cortantes, al igual que los momentos, son más importantes por lo que la norma establece condiciones mínimas para el refuerzo.

El refuerzo por corte implica un enmallado horizontal y vertical en ambas caras del muro, se iniciará el análisis asumiendo la cuantía mínima presentada por la norma que es de 0.0025.

$$A_{s_h} = 0.0025 * 295 * 30$$

$$A_{s_h} = 22.12 \text{ cm}^2$$

Para este caso, se propone acero de 3/8" cada 25 cm para las varillas horizontales y en el caso de varillas verticales se utilizará la misma varilla para cada 25 cm.

La verificación es planteada por la norma E.060 (referencia 6) en el artículo 11, el cual establece la siguiente igualdad que se debe cumplir para el refuerzo por corte:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V<sub>n</sub>: Fuerza cortante nominal del muro

V<sub>u</sub>: Fuerza cortante última

La cortante nominal además no debe exceder la siguiente ecuación:

$$V_n \leq 2.6 * t * d * \sqrt{f'_c}$$

$V_c$  y  $V_s$  corresponden a la resistencia al corte del concreto y del acero de refuerzo, respectivamente. Las fórmulas para el cálculo de estos dos parámetros se detallan a continuación:

$$V_c = \alpha * \sqrt{f'_c} * t * L$$

$$V_s = \frac{A_h * F_y * d}{S_h}$$

La placa analizada, para este caso, es esbelta por lo que se considera un factor alfa de 0.53 para la ecuación de  $V_c$ . Por otro lado, la fuerza cortante de diseño  $V_u$  debe corregirse para evitar que se produzca una falla por corte antes del flexo compresión. Si esto sucediese, entonces se produciría una falla frágil, la cual se explicó en el capítulo anterior, no es recomendable para un edificio frente a un eventual sismo. Para controlar este comportamiento, se presenta la siguiente ecuación de ajuste de la fuerza cortante:

$$V_{ua} = \frac{M_n}{M_u} * V_u$$

$V_{ua}$ : Cortante último proveniente del análisis.

$M_u$ : Momento último proveniente del análisis.

$M_n$ : Momento Nominal de la sección, asociada a  $P_u$ , obtenido con el refuerzo colocado.

Se debe tener en cuenta, además, que la amplificación de esta fuerza está limitada a ser menor o igual que el factor de reducción para el análisis sísmico. Para este caso, sería una amplificación máxima de 6.00

Para el refuerzo vertical por corte se tiene la siguiente igualdad:

$$P_v = 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{H}{L} \right) * (p_h - 0.0025)$$

El espaciamiento no debe ser mayor a las siguientes longitudes:

- L/3
- 3t
- 25 cm

A continuación, se muestran las resistencias últimas y resistencias nominales extraídas de la envolvente de cargas y del diagrama interacción respectivamente. Estos valores servirán para ajustar la fuerza cortante.

Piso	Mu (Ton.m)	Mn (Ton.m)	Vu (Ton)	Vua (Ton)
1	281.21	468.68	56.23	93.71

Como se puede observar la fuerza de corte ajustada (Vua) es 93.70 ton. Se debe comparar este resultado con la cortante ofrecida por la resistencia del concreto.

L	315 cm
e	25 cm
f'c	210 Kg/cm <sup>2</sup>

$$Vu = 0.53 * \sqrt{210} * 315 * 25 \text{ Kg}$$

$$Vu = 6048.20 \text{ Kg}$$

$$Vu = 60.48 \text{ Ton}$$

Para la placa PL-04 el esfuerzo de corte entregada por el concreto es, de manera ligera, suficiente para la cortante última en el primer piso. Sin embargo, el diagrama presenta sesgos en la medición del momento nominal y las fuerzas de corte pueden ser variables por lo que será necesaria la colocación de acero mínimo equivalente a 0.25%. De igual forma, se reemplaza esta cuantía para el cálculo de pv en la siguiente ecuación:

$$Pv = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{H}{L}\right) * (0.0025 - 0.0025)$$

$$Pv = 0.0025$$

De este modo, se tendría la distribución de acero como se planteó al inicio:

Tipo	Varilla	Espac. (@)
h	3/8"	25 cm
v	3/8"	25 cm

- Verificación de los elementos de confinamiento actuando como columnas cortas

En esta condición los núcleos de las cargas toman las cargas verticales debido a las cargas de gravedad y sismo. La fuerza axial sobre el elemento de confinamiento  $P_u$  máximo se calcula de la siguiente forma:

$$P_u (\text{muro}) = 140 * (P_{cm} + P_{cv} + P_{cs}) = 127.456 \quad M_u = 1.40 * M_b = 39369400 \text{ Kg.m}$$

$$P_u \text{ max} = \frac{P_u (\text{muro})}{2} + \frac{M_u}{L'm} = 218.12 \text{ ton} \quad L'm = L_m - L_{col} (\text{max}) = 2.55 \text{ m}$$

Determinación del acero longitudinal en la columna izquierda:

$$A_{\text{columna}} = 1500 \text{ cm}^2 (25\text{cm} \times 60\text{cm})$$

$$P_{u\text{columna}} = 218.12 \text{ Ton}$$

$$A_{s\text{min}} (\text{cm}^2) = 0.01 * A_{\text{columna}} = 15$$

$$A_{s\text{max}} (\text{cm}^2) = 0.06 * A_{\text{columna}} = 90$$

Para una elección de 12 varillas de acero de 5/8":

$$A_{s\text{columna}} = 23.77 \text{ cm}^2$$

En este caso se cumple con los requisitos máximos y mínimos de área de acero por núcleo de confinamiento.

Se presenta el diseño final de la placa PL-04 con todas las consideraciones en el diseño mencionadas anteriormente.

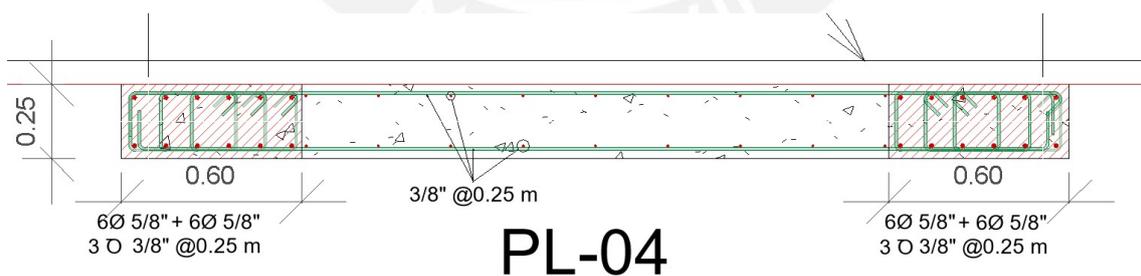


Figura 7-24 Diseño final de placa PL-04 Fuente: Revit Structure

## 7.5 Diseño de escalera

El diseño de la escalera del edificio se realizará tomando el comportamiento del elemento como el de una losa maciza en una dirección. En este capítulo solo se colocará el diseño del tramo 2,4 y 6 de la escalera.

Se iniciará con el cálculo de cargas que gobiernan la escalera (gravitatorias). No se consideran cargas de sismo para el diseño de este elemento por asumirse de tipo horizontal. Se asignan medidas típicas a los pasos y contrapasos de la escalera:

Pasos ( $p$ ) = 0.25 cm

Contrapasos ( $cp$ ) = 0.18 cm

Estas medidas deben cumplir con la siguiente igualdad establecida por la normativa de diseño de arquitectura:

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

$$60\text{cm} \leq 2 * 0.18 + 0.25 \leq 64\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 61 \leq 64\text{cm} \text{ (CUMPLE)}$$

De esta forma, queda verificadas las medidas asignadas a la estructura por lo que se procede a hacer el metrado de cargas para un metro lineal por tramo. Según el libro de A. San Bartolomé, se tiene la fórmula para el cálculo del tramo inclinado de la escalera:

$$W_{esc} = 2.4 * \left( \frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right)$$

Reemplazando los valores definidos para los pasos y contrapasos se obtiene un peso de 0.66 ton/m.

- Piso terminado:

$$pt = 0.10 * 1.00$$

$$pt = 0.10 \text{ ton/m}$$

- Carga viva (Tipo vivienda):

$$CV = 0.20 * 1.00$$

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

Con estos datos se procede a calcular la envolvente:

Tipo	Cargas	Cant. (Ton/m)
CM	Peso de escalera	0.66
	Piso terminado	0.10
CV	S/C (Viviendas)	0.20
Wu	1.4CM + 1.7CV	1.50

El diseño se realizará por flexión, en caso de no ser requerida la norma establece un acero mínimo para los descansos y garganta para el control de las fisuras. El acero mínimo establecido es de 0.18% del área (similar par el caso del acero de temperatura en losas macizas). A continuación, se detallan los espesores y el cálculo de acero mínimo de refuerzo:

Tipo	e (m)
Descanso	0.20
Garganta	0.15

$$A_{s_{\min}}(\text{Descanso}) = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{\min}}(\text{Garganta}) = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Una vez definido estos parámetros se procede a realizar el cálculo mediante el modelado en sap. Algunas consideraciones que se tendrán para el ingreso de datos se detalla a continuación:

- Los apoyos que tendrá el modelo por metro lineal se realizará a la mitad de los descansos de la losa.
- Los apoyos serán simples y en ambos puntos se tendrán restricciones horizontales y verticales.
- En caso de que la flexión sea menor se tomarán las consideraciones de acero mínimo impartidos por la norma.
- El detalle de la escalera y los apoyos se ilustran en la Figura 7-25.

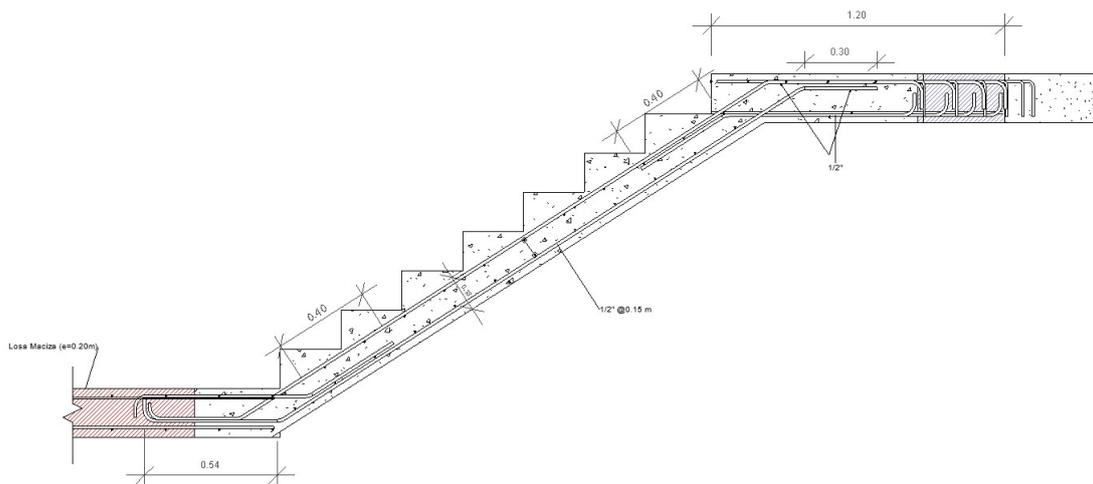


Figura 7-25 Detalle de escalera y apoyos Fuente: Revit Structure

De los resultados se obtiene lo siguiente:

Nro.	Tipo	Dirección	Barras
1	Garganta	Secundaria	Ø3/8''@20 cm
2	Descanso	Principal	Ø3/8''@15 cm
3	Garganta	Principal	Ø3/8''@15 cm
4	Garganta	Principal	Ø3/8''@15 cm
5	Descanso	Secundaria	Ø3/8''@20 cm

Por otro lado, se verifica la resistencia por fuerza cortante mediante la siguiente ecuación:

$$\phi V_c > V_u$$

$$0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * (15 - 2.5) > 2.30 \text{ Ton}$$

$$8 \text{ ton} > 2.30 \text{ ton}$$

De esta forma el diseño final de la escalera quedaría definido mediante la siguiente forma:

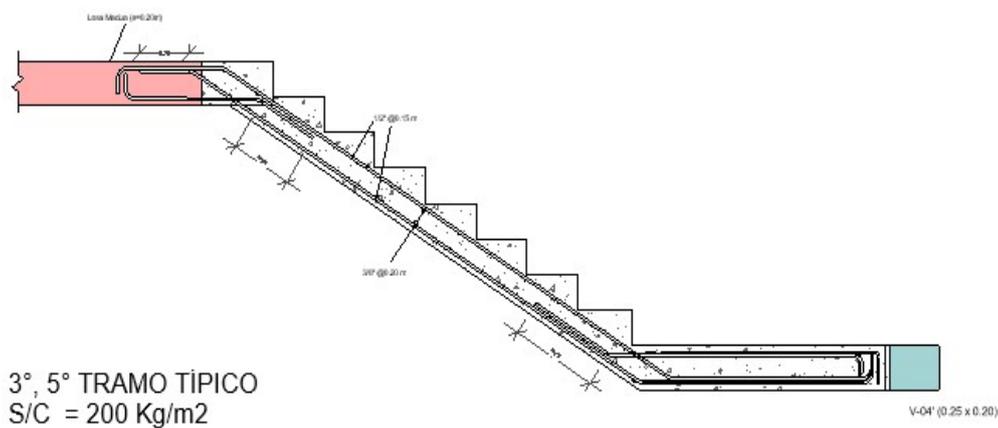


Figura 7-26 Diseño final del tramo típico 3°, 5° de la escalera Fuente: Revit Structure

## 7.6 DISEÑO DE CIMENTACIONES

El diseño de las cimentaciones es, usualmente, la última etapa del diseño de una estructura. Es importante asegurar un correcto diseño, ya que el peso de los elementos estructurales de la edificación descansa sobre la cimentación y controla la interacción entre el suelo y el edificio.

Para el diseño en concreto armado de las cimentaciones, se tendrá en cuenta la capacidad portante que se definió como parámetro del suelo en el capítulo inicial. Para el desarrollo de este capítulo se ha tomado el estudio de análisis de suelos entregado por el ingeniero de cimentaciones del proyecto, el cálculo de estos resultados no forma parte del alcance de esta tesis.

El diseño de una cimentación está relacionado con el elemento directo que soporta, por esto, se relaciona el diseño de zapatas aisladas para columnas y para placas. En este capítulo se desarrollará el cálculo de una zapata aislada correspondiente a la columna B4 del edificio.

A continuación, se describen algunas consideraciones generales para el diseño de la cimentación.

- El edificio colinda a cada lado por propiedades vecinas, es necesario considerar que las zapatas no sean invasivas y respeten los límites de propiedad. Por esta razón, el dimensionamiento del cimiento corrido sobre las placas laterales será delimitado por el área de construcción.
- El estudio de mecánica de suelos no está incluido en el desarrollo de este proyecto, el EMS provee información sobre el esfuerzo admisible el cual es de 40 Ton/m<sup>2</sup>. Esta capacidad portante es considerada buena, lo que beneficia al diseño de la cimentación.
- De acuerdo con la norma, las cargas con las que se diseñan las zapatas, así como los momentos, se utilizan en servicio; es decir, sin ser amplificadas.

Para el cálculo y verificación de las dimensiones se debe cumplir con no exceder la capacidad portante del suelo por medio de la presión ejercida por las cargas de gravedad y sismo. La igualdad se define mediante la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{B * L} \pm \frac{6 * M}{B * L^2}$$

En caso de que el segundo sumando (correspondiente al aporte del momento flector) sea mayor que la carga axial, entonces se puede inducir que cierta área de la zapata estará en tracción, lo cual es imposible. Por tanto, se tienen que redistribuir los esfuerzos. Para esto, se tienen 2 métodos (distribución rectangular y distribución triangular) descritos a continuación:

Distribución rectangular: 
$$\sigma = \frac{P}{2B\left(\frac{L}{2} - \frac{M}{P}\right)}$$

Distribución triangular: 
$$\sigma = \frac{2P}{3B\left(\frac{L}{2} - \frac{M}{P}\right)}$$

#### 7.6.1 Diseño de zapata aislada

El diseño de la zapata B4 se inicia con un predimensionamiento que luego debe ser verificado. Se establece un método práctico descrito mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma = \frac{P + Pp}{Az}$$

P: Carga axial sobre la columna

Pp: Peso propio de la zapata

Az: Área de zapata

La norma define que, para un suelo de capacidad portante 4 Kg/cm<sup>2</sup> y en columnas, se puede estimar el Pp igual al 5% de la carga axial en servicio que soporta la columna.

#### - Diseño de zapata B4

El diseño requiere del conocimiento de las cargas y momentos que gobiernan la base del edificio. Se recalca que la carga con la que se hará el predimensionamiento es de servicio.

Pserv. (Ton)	Mx	My
48.57	1.71	3.01

Mediante la ecuación definida en la primera parte del capítulo se hace el cálculo preliminar del área en planta que tendrá la zapata:

$$\sigma = \frac{P + Pp}{Az}$$

$$40 = \frac{1.05 * P}{Az}$$

$$Az = \frac{1.05 * 48.57}{40}$$

$$Az = 1.27 \text{ m}^2$$

Para obtener mejores resultados se distribuye el área con una diferencia de 0.15 cm

B(m)	1.15
L(m)	1.30

Se hace la verificación del esfuerzo admisible, incluyendo la carga producida por un sismo; la norma establece una amplificación de 1.3 cuando se incluye el mismo. Aplicando las fórmulas definidas:

$$\sigma = \frac{48.57}{1.27} + \frac{6 * 3.01}{1.15 * 1.30^2}$$

$$\sigma = 47.54 \text{ Ton/m}^2$$

Al comparar con el esfuerzo admisible del suelo amplificado 1.3 veces, se obtiene lo siguiente:

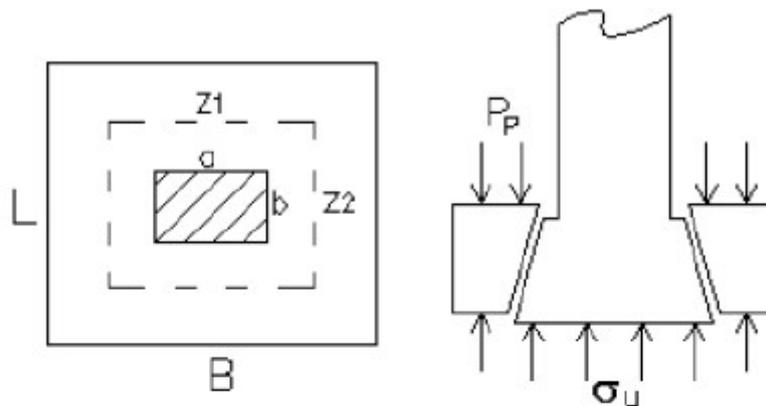
$$\sigma_{adm} = 40 * 1.3 \geq 47.54$$

$$\sigma_{adm} = 52 \geq 47.54$$

Como se puede observar, los esfuerzos se encuentran dentro de los máximos que establece la resistencia del suelo. Por tanto, se cumplen los requerimientos para el dimensionamiento.

## - Verificación de punzonamiento

El punzonamiento es un tipo de falla que se produce al fallar por corte una parte de la zapata. El control de esta se realiza mediante el peralte. Mientras mayores sean las solicitaciones, se deberá aumentar el peralte de la estructura para poder controlar este tipo de falla. Se describe a continuación de forma gráfica el concepto.



$$\begin{aligned}
 Z1 &= a + d ; Z2 = b + d \\
 L_o &= 2(Z1 + Z2) \\
 \phi V_c &= 0.85 \cdot 1.1 \sqrt{f'_c} L_o d \\
 V_u &= (\sigma_u - P_p)(BL - Z1 \cdot Z2) \\
 V_u &< \phi V_c
 \end{aligned}$$

Figura 7-27 Conceptualización de la falla por punzonamiento  
Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto, Harmsen

Para la verificación por punzonamiento se debe realizar el cálculo de la fuerza cortante última. Por otro lado, se debe hallar el área de influencia que corresponde a  $d/2$  de cada cara de la columna.

$$P_u = 68.67$$

$$A_o = (0.25 + 0.50) * (0.25 + 0.50) = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$b_o = 2 * (a + b + 2 * d) = 2 * (0.25 + 0.25 + 2 * 0.5) = 3.00$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * b_o * d * \sqrt{210} = 203.24$$

$f_i V_c$	$V_u$ (ton)	Verificación
203.24	77.67	Cumple

Se verifica que la cortante es resistente en comparación con el  $V_u$  por lo que la zapata cumple con el punzonamiento.

- **Verificación de la cortante**

Una vez verificada la falla por punzonamiento, se debe verificar la falla por cortante.

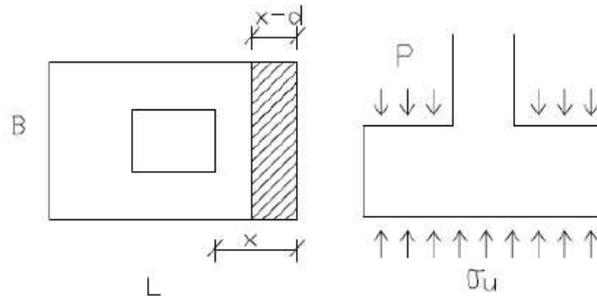


Fig. 12.4 Fuerza Cortante en la Zapata

$$V_n = V_c$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = 0.53x \sqrt{f_c} \times B \times d$$

$$V_u = (\sigma_u - Ppu) \times B \times (x - d)$$

Figura 7-28 Conceptualización de falla cortante Fuente: Diseño de estructuras de Concreto, Harmsen

$W_u$	15.65
$L_x$	0.73
$L_y$	0.63

	X-X		Y-Y
$V_c$	84.48	$V_c$	76.80
$\phi V_c$	71.81	$\phi V_c$	65.28
$V_u$	49.30	$V_u$	30.13
Ver.	Cumple	Ver.	Cumple

- **Diseño por flexión**

Una vez establecido el peralte de la zapata con 60 cm, puesto que este cumplió con los requerimientos para punzonamiento y cortante, queda diseñar el acero de refuerzo que irá en la zapata. Se procede a realizar el cálculo de acero, el cual consiste en analizar un metro de ancho mediante flexión y debe compararse con los valores mínimos

establecidos por la norma (cuantía mínima= 0.0018 del área en planta de zapata). A continuación, se muestra el diseño final de la zapata:

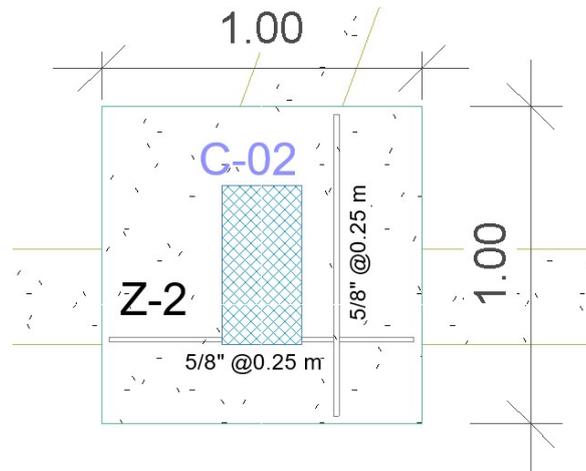


Figura 7-29 Diseño final de Zapata B4 Fuente: Revit Structure

#### 7.6.2 Diseño de sollicitación placa PL-01

El diseño de la zapata de la placa PL-01 debe tener una consideración adicional para su diseño, ya que se ubica en la zona periferal del proyecto. Para evitar que este elemento entre en conflicto con el límite de propiedad e invada la estructura colindante la zapata recibe la placa PL-01 en el borde, lo cual produce una excentricidad que debe ser revisada.

Predimensionamiento y análisis por flexión:

Para el desarrollo del predimensionamiento es necesario extraer las cargas de servicio que serán extraídas del programa Robot Structural Analysis. Con las cargas se pretende verificar el tipo de caso de distribución de esfuerzos y la verificación de que el esfuerzo portante del suelo no se vea excedido por la presión distribuida que se genera en la Zapata.

A continuación, se presentan las cargas extraídas del programa:

NIVEL	PIER	CARGA		P	V2	V3	T	M2	M3	M/P
Piso 01	P1	Peso Propio	Bottom	-78.8777	-0.7682	0.1591	-0.0006	0.1379	-1.79	0.02263048
Piso 01	P1	CV	Bottom	-18.1084	-1.0685	0.1423	-0.0889	0.1234	-2.03	0.11198836
Piso 01	P1	CM	Bottom	-57.725	-3.2356	0.4345	-0.2678	0.3767	-6.44	0.11149744

Figura 7-30 Tabla de fuerzas axiales y momentos de placa PL-01 y columnas Fuente: ETABS

Para efecto de la excentricidad generada en los momentos M3 estás serán despreciadas para el análisis por flexión de la zapata y se asumirá que de existir alguna flexión importante producida por las mismas será absorbida por las vigas de cimentación colindantes.

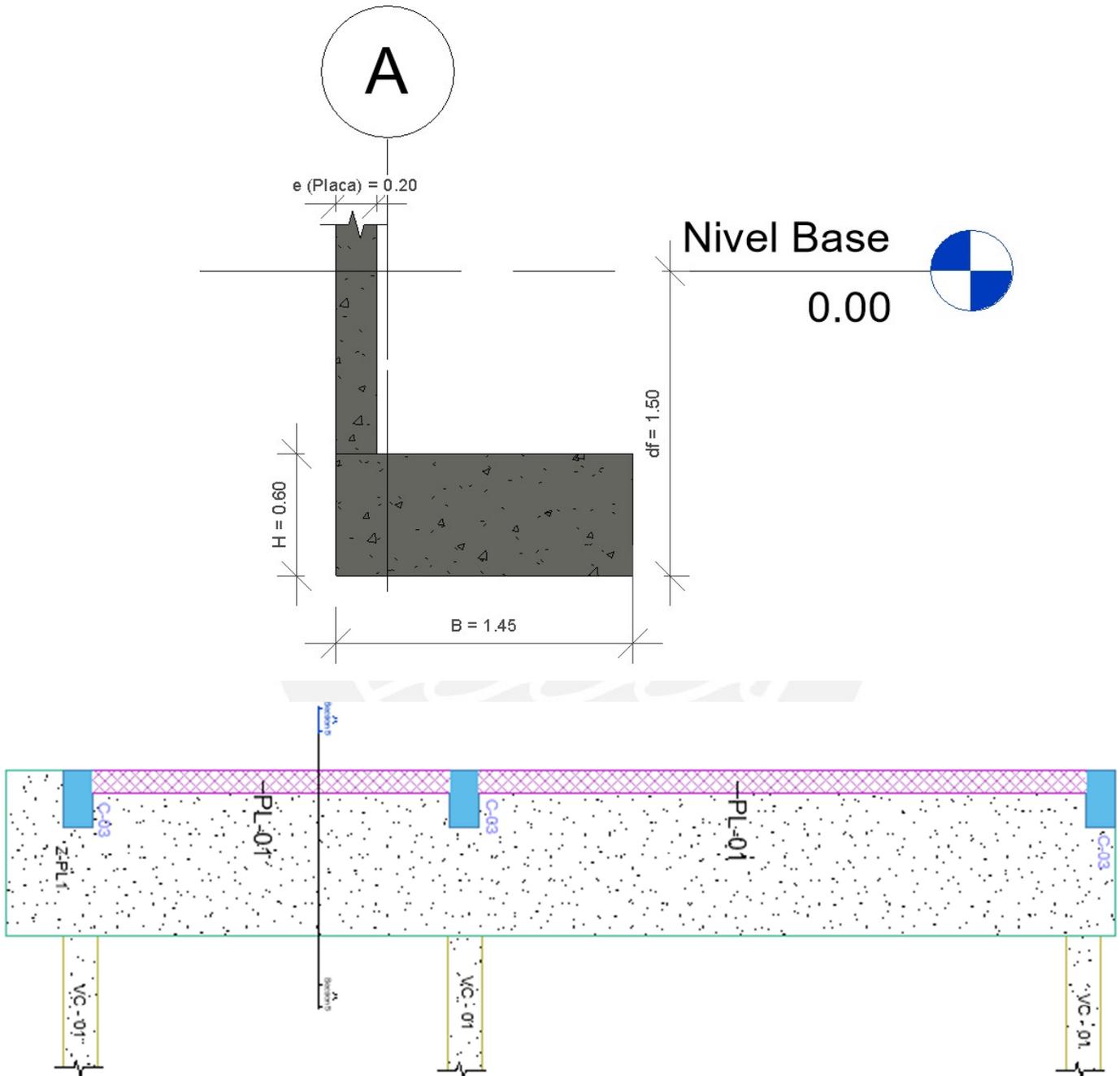


Figura 7-31 Sección en corte y planta de Zapata de placa PL-01 Fuente: Revit Structure

Para la cimentación de las columnas que se encuentran conectadas a la Placa PL-01, se considera que el área de aplicación se encuentra dentro de la zapata de la placa. Por este motivo, el desarrollo de la cimentación PL-01 se realiza considerando los elementos

verticales como un todo. Las fuerzas axiales de las columnas se incluyen para en las cargas de servicio y el sismo.

- Verificación de la capacidad portante con cargas de servicio – dirección perpendicular a placa:

Antes de desarrollar la verificación por capacidad portante se debe hacer una equivalente de fuerzas en la placa debido a que la placa se ubica en uno de los extremos de la zapata. El resultado equivalente se define de acuerdo con la siguiente Ilustración 27 para la Zapata PL-01:

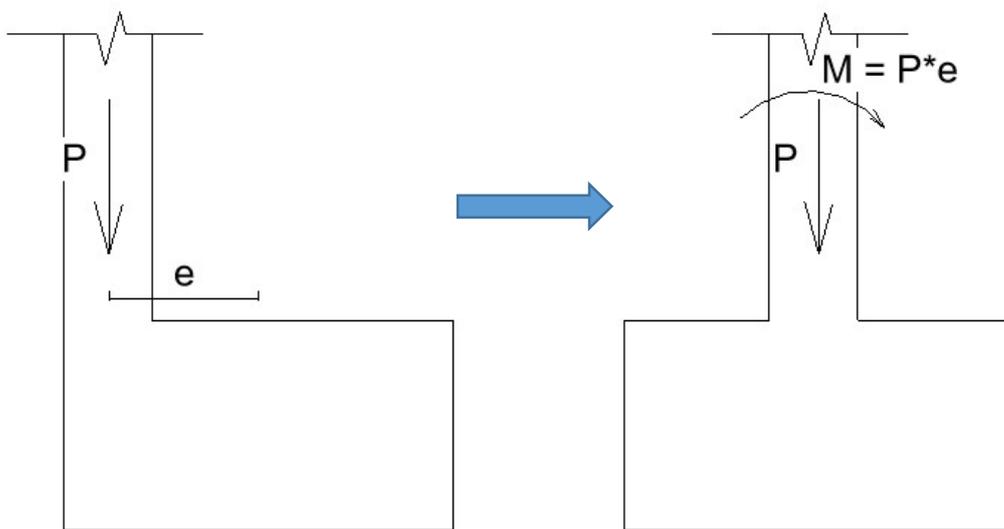


Figura 7-32 Equivalencia de fuerzas y momentos Fuente: Elaboración propia

Además, se definen los parámetros para realizar los cálculos en relación con la verificación de la capacidad portante del suelo:

Profundidad de Cimentación – Df (m): 1.50 m

Densidad del Suelo (Ton/m<sup>3</sup>): 1.80

Espesor de placa PL-01 (m): 0.20

Carga Axial aplicada P (Placa + Columnas): 155 Ton

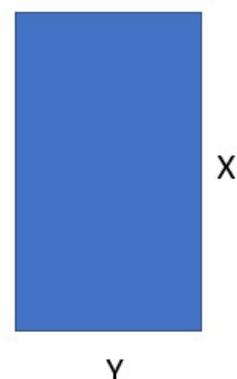
Altura de Zapata – H (m): 0.60

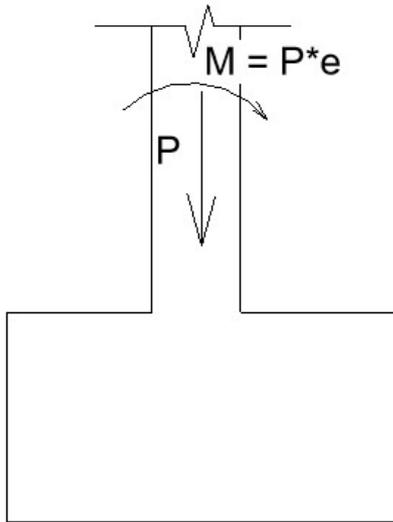
Longitud de Cimentación – X (m): 9.65

Ancho de Cimentación – Y (m): 1.45

Una vez establecidos los cálculos se establece el sistema de fuerzas y momentos equivalentes quedando de la siguiente manera:

Dimensiones Cimentación





Equivalencia de P:

$$P_{final} = P_{Axial} + P_{Zapata} + P_{Suelo}$$

$$P_{final} = 155.00 + 20.15 + 19.54$$

$$P_{final} = 195.00 \text{ Ton}$$

Equivalencia de Momento M:

$$M = P * e$$

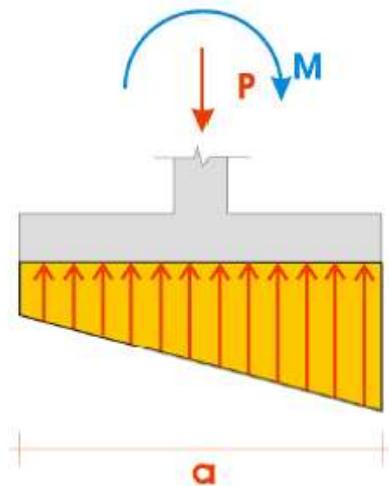
$$M = 97.00 \text{ Ton.m}$$

- Caso 01: Esfuerzo mínimo mayor a 0

Para una distribución trapezoidal de esfuerzos en el suelo se establece las siguientes fórmulas:

$$- \sigma_{min} = \frac{P}{A} + \frac{6M}{B * a^2}$$

$$- \sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{6M}{B * a^2}$$



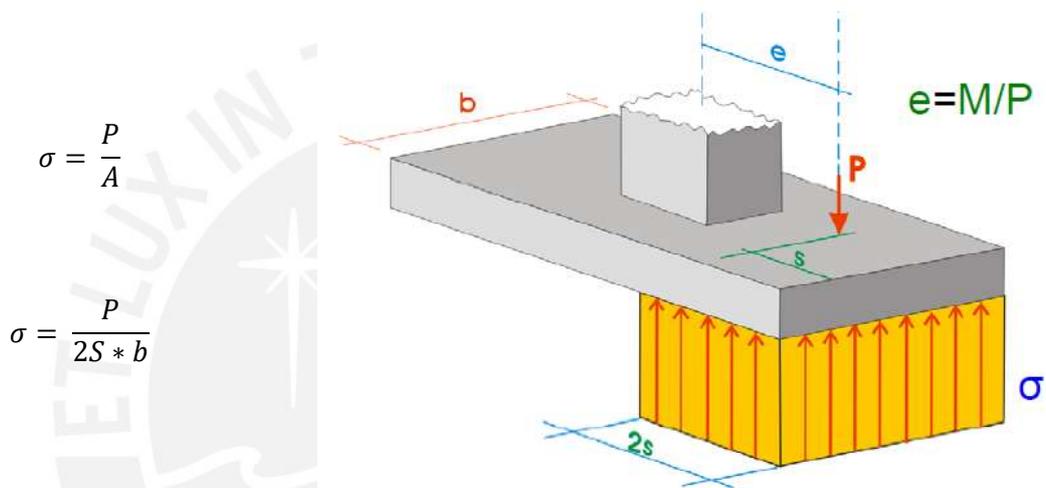
Aplicando las fórmulas se obtiene:

	P/A	6*M/XY^2	Total (Ton/m2)
Sigma.max	13.89	28.59	42.49
Sigma.min	13.89	28.59	-14.70

De acuerdo con los resultados el valor del esfuerzo mínimo es de - 14.70 ton/m<sup>2</sup> siendo este resultado incoherente, ya que el suelo no puede ejercer tracción sobre la base de la cimentación.

De acuerdo con el libro Foundation Analysis and Design (referencia 2) y la Norma E.050 de Bowles, (Bowles, 1995) se recomienda usar la hipótesis de distribuciones constantes de presiones en caso no se cumpla la distribución estándar de esfuerzo para el suelo.

- Caso 02: Distribución constante de presiones



Aplicando las fórmulas se obtiene:

	P (Ton)	A (m <sup>2</sup> )	Total (Ton/m <sup>2</sup> )
Sigma	194.40	3.94	49.29

De acuerdo con lo definido en el capítulo 2.4 de Condiciones generales de la Estructura la capacidad portante del suelo es de 45 Ton/m<sup>2</sup> por lo que se estaría excediendo el esfuerzo admisible del suelo. Sin embargo, al tener una cimentación conectada por medio de vigas de cimentación se considera que dichos elementos absorberán las flexiones presentadas en la dirección de la flexión M3 para la zapata de la placa PL-01.

- Verificación de la capacidad portante con cargas de servicio y sismo – dirección paralela a la placa:

Para verificar la capacidad portante en la dirección 2-2 (ver Figura 7-33) se considera la flexión M3 producto de las fuerzas de sismo.

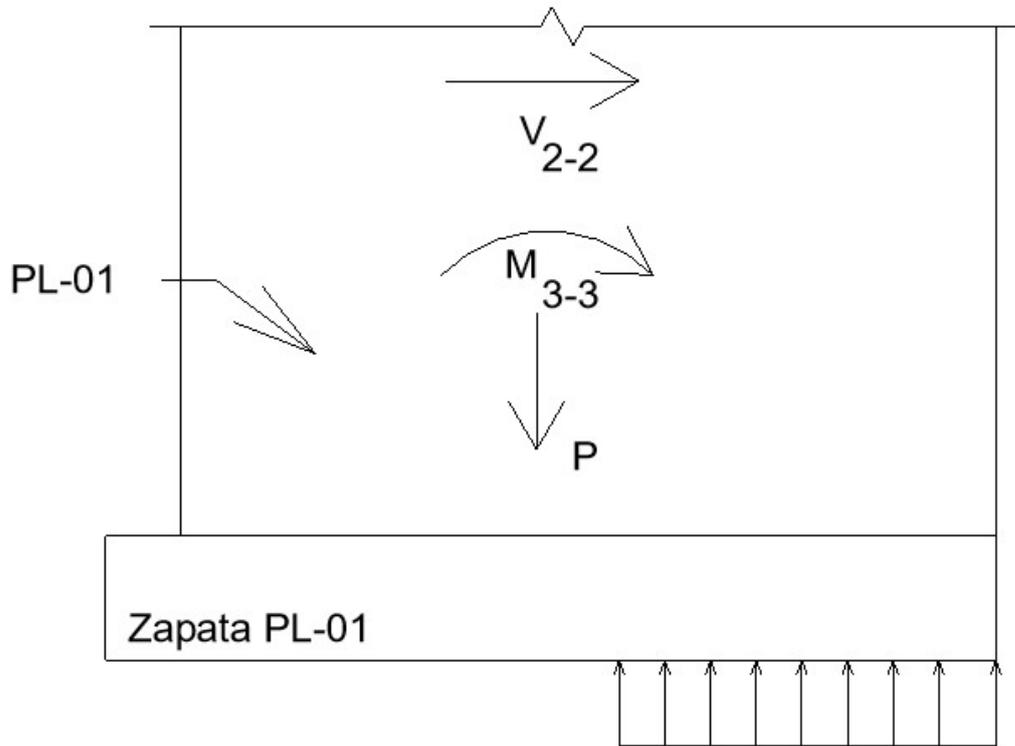


Figura 7-33 Fuerzas y momentos aplicados en Cimentación de Placa Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con los resultados obtenidos en el programa Robot Structural Analysis los momentos M3-3 obtenidos por las fuerzas de sismo se muestra a continuación:

NIVEL	PIER	CARGA		P	V2	V3	T	M2	M3
Piso 01	P1	SD X	Max Bottom	33.24	21.16	1.91	0.20	4.36	138.66
Piso 01	P1	SD Y	Max Bottom	6.25	75.24	0.01	0.24	0.02	628.40

Tabla 7-14 Tabla de fuerzas y momentos por carga de sismo en X e Y Fuente: ETABS

Equivalencia de P:

$$P_{fin} = P_{Axial} + P_{Zapata} + P_{Suelo}$$

$$P_{final} = 155.00 + 20.15 + 19.54$$

$$P_{final} = 195.00 \text{ Ton}$$

Equivalencia de Momento M:

$$M_{final} = P * e + M_{3-3}$$

$$M_{final} = 503.00 \text{ Ton.m}$$

- Caso 01: Esfuerzo mínimo mayor a 0

Para una distribución trapezoidal de esfuerzos en el suelo se obtienen los siguientes resultados:

	P/A	6*M/XY^2	Total (Ton/m2)
Sigma.max	13.89	22.34	36.23
Sigma.min	13.89	22.34	-8.45

Se obtiene nuevamente un valor negativo para el esfuerzo mínimo, por lo que se utilizará la distribución constante de presiones.

- Caso 02: Distribución constante de presiones

Para la distribución constante de presiones se obtienen los siguientes resultados:

	P (Ton)	A (m2)	Total (Ton/m2)
Sigma	194.40	6.49	29.94

De acuerdo con los resultados obtenidos, la zapata de la placa genera una distribución de esfuerzo en el suelo menor al de la capacidad portante (45 ton/m2). De esta forma quedan verificadas las dimensiones de la Zapata para ambas direcciones.

- Diseño del refuerzo de acero en Zapata PL-01:

Una vez establecido el peralte de la zapata con 60 cm, puesto que este cumplió con los requerimientos del esfuerzo portante del suelo, queda diseñar el acero de refuerzo que irá en la zapata. Se procede a realizar el cálculo de acero, el cual consiste en analizar un metro de ancho mediante flexión y debe compararse con los valores mínimos

establecidos por la norma (cuantía mínima= 0.0018 del área en planta de zapata). A continuación, se muestra el diseño final de la zapata:

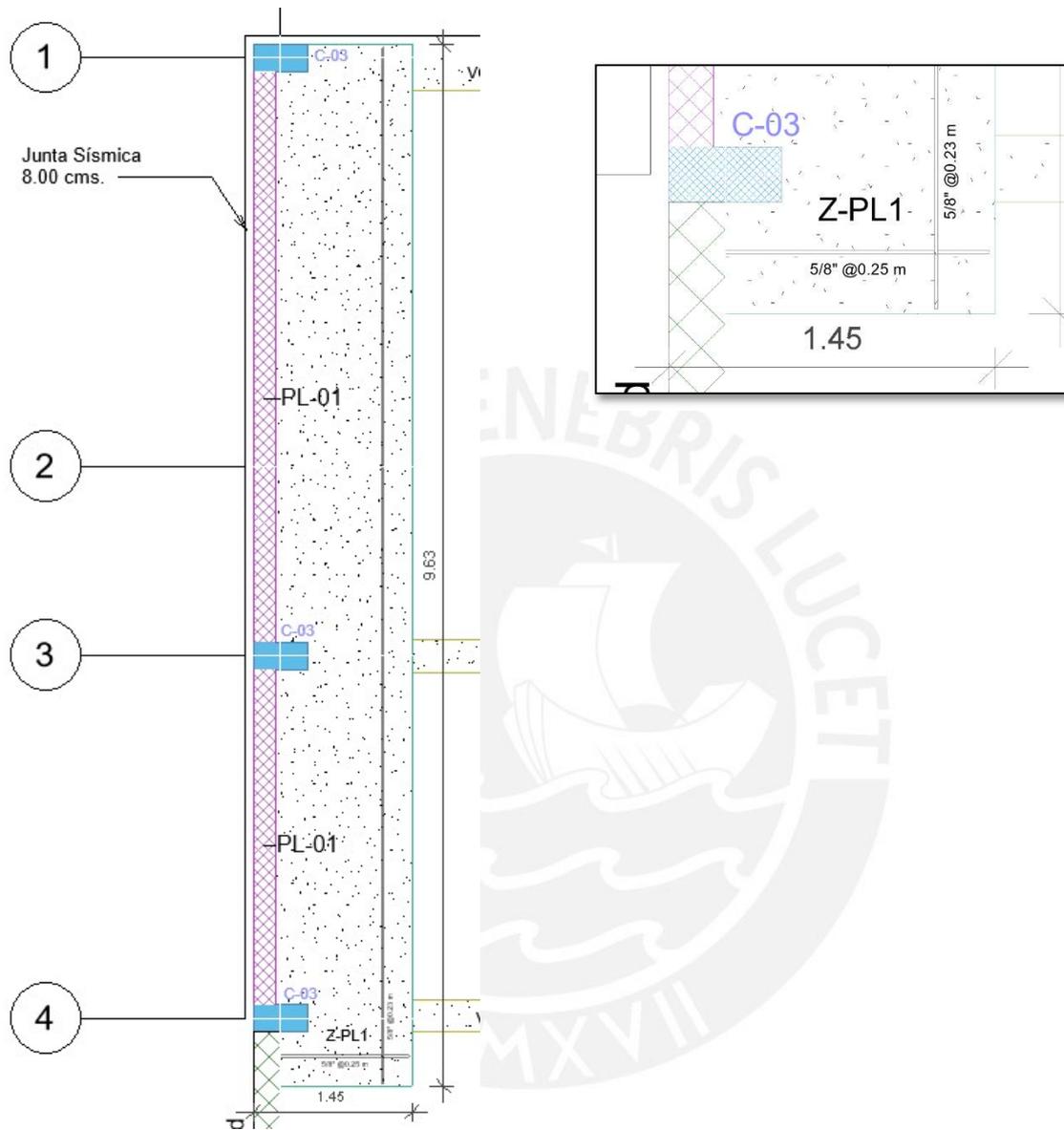


Tabla 7-15 Dimensiones finales de Zapata y distribución del refuerzo Fuente: Revit Structure

## 8 CONCLUSIONES

- Si bien en la etapa de estructuración y predimensionamiento se definen las dimensiones de las secciones de cada elemento (vigas, columnas, placas y losas), se hace evidente en la etapa de diseño que muchos de los mismos están sobredimensionados.
- **Análisis Sísmico**
  - Durante el desarrollo de la tesis se pudo apreciar que el análisis sísmico es muy importante y, de alguna forma, concluyente en el predimensionamiento de los elementos como placas. Esto se debe a que la viabilidad de la estructura se limita a cumplir los estándares mínimos de control que exigen la norma E.030 (referencia 5), por lo que esta etapa representó un gran proceso iterativo.
  - Es de gran importancia verificar el tipo de sistema estructural. Durante la etapa inicial de diseño se asumió un comportamiento de tipo pórtico para la dirección en X-X; sin embargo, tras ejecutarse el análisis, se observó que el porcentaje de la cortante que absorbían las placas era mayor el 70%. Por esta razón fue necesario recalcular la cortante basal con la reducción ( $R_o$ ) pertinente.
  - Una gran ventaja en el diseño fueron las largas placas laterales en el eje Y-Y, esto provee de gran rigidez a la estructura y asegura el control de la torsión del edificio. Sin embargo, se debe considerar el efecto de una gran rigidez sobre los cimientos, razón por la cual fue necesario proveer al edificio de vigas de cimentación que conecten múltiples elementos para soportar el gran momento que se absorben las placas. Una recomendación para estos casos es diseñar las placas con una longitud menor a la de la dimensión paralela del edificio; de esta forma, se provee a la placa mayor espacio para la cimentación sin invadir las propiedades adyacentes.
  - Para el análisis en Etabs, en caso de diseñar la estructura mediante muros estructurales, se debe considerar que las placas absorben mucha fuerza sísmica. Esto en algunos casos genera que la cortante se distribuya de manera sobrevaluada sobre las placas de mayor longitud y despreciando los efectos sobre elementos de menor inercia.

### **Plataforma Robot Structural Analysis**

- El análisis sísmico de este proyecto fue desarrollado en 02 plataformas: ETABS y Robot Structural Analysis. El primer programa es ampliamente usado en el mercado nacional e internacional siendo este el software con mayor confianza

en cuanto los resultados en análisis. Por otro lado, Robot Structural todavía no alcanza las cotas de aceptación en el mercado debido a la poca experiencia y casos de estudio entorno a esta plataforma; sin embargo, en este informe se ha podido realizar una comparativa en los resultados siendo estos en la mayoría de los casos similares a los obtenidos por Etabs.

- Los periodos fundamentales en Robot Structural Analysis tiene resultados muy similares en comparación con Etabs en los desplazamientos relativos y derivas del proyecto.
- Una razón importante para considerar el uso de la herramienta Robot Structural Analysis es la alta versatilidad y retrocompatibilidad que tiene con las plataformas BIM, para este proyecto el modelo analítico fue exportado del modelo BIM de Estructuras desarrollado en la plataforma Revit.
- Al trabajar con modelos BIM, Robot Structural Analysis genera un ahorro de tiempo en proceso de desarrollo del modelo analítico.
- Una vez finalizado el periodo de análisis sismorresistente, los resultados y modificaciones en las secciones son devueltas al modelo BIM de Estructuras, el cual fue empleado para el desarrollo de todos los planos y detalles presentados en este proyecto.

### **Diseño de elementos**

- Durante la etapa de diseño se observó que algunas secciones están sobredimensionadas. Una forma de percibir esto es en los resultados del cálculo de acero; ya que, en muchos casos solo bastó el refuerzo mínimo establecido por la norma.
- Cuando se ingresan los elementos a un programa, este tiene ciertos procesos internos de análisis y a la vez busca la simplificación del cálculo limitando el comportamiento. Como se ha mencionado en esta tesis, se busca un diseño aproximado a la realidad, pero los softwares pueden tener dispersión en los resultados. Por esta razón, fue necesario analizar los resultados con diferentes programas para asegurar la veracidad de los resultados.
- La cimentación debe tener una profundidad que favorezca a la estructura para los momentos que se transmiten a la base y debe diseñarse tomando en cuenta los límites de propiedad. Por esta razón, muchas veces es más viable unir cimientos corridos que diseñarlo de forma independiente.

## REFERENCIAS

1. Título: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto Armado.  
Autor: Blanco Blasco, Antonio.  
Pie de imprenta: Lima, Colegio de Ingenieros del Perú, 1994
2. Título: Foundation Analysis and Design – Fith Edition  
Autor: Joseph E. Bowles  
Pier de Imprenta: Singapore, International Edition. 1997.
3. Título: Diseño y Análisis de secciones de concreto armado DIANSCA.  
Autor: Ottazzi Pasino, Gianfranco
4. Título: Apuntes del curso: Concreto Armado 1  
Autor: Ottazzi Pasino, Gianfranco  
Pie de imprenta: Lima, PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería. 2006
5. Título: Reglamento nacional de construcciones: Norma E.030: Diseño sismo resistente.  
Pie de Imprenta: Lima, abril 2003
6. Título: Reglamento nacional de construcciones: Norma E.060: Norma de Concreto armado.  
Pie de Imprenta: Lima, mayo 1989
7. Título: Reglamento nacional de construcciones: Norma E.020: Norma de cargas.  
Pie de Imprenta: Lima, abril 2003

## 9 BIBLIOGRAFÍA

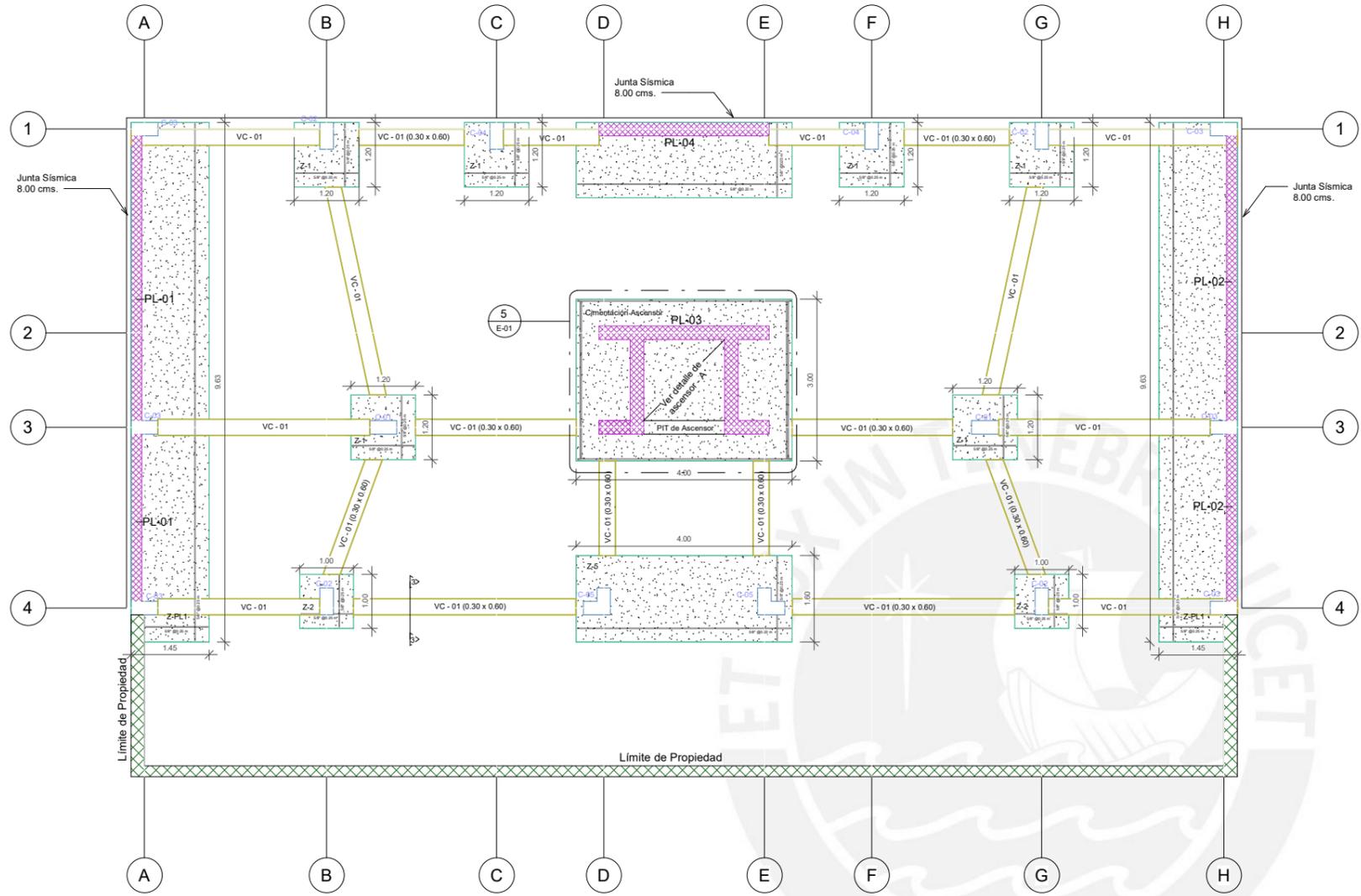
8. Título: Diseño sísmico de Edificios  
Autor: Bazan/Meli  
Pie de Imprenta: mayo 2003  
Editorial: Limusa
9. Título: Fuerzas sísmicas Principios y Aplicaciones

Autor: Carlos Ramiro Vallecilla B.

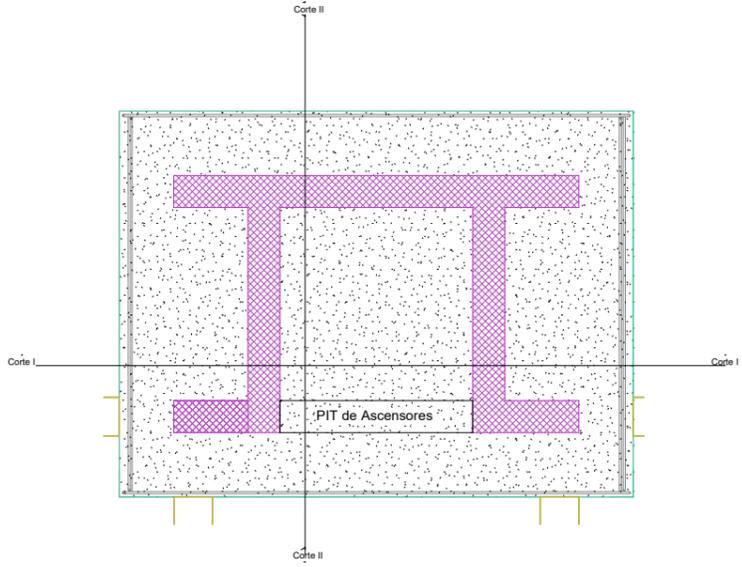
Pie de Imprenta: marzo 2003

Editorial: Bauen

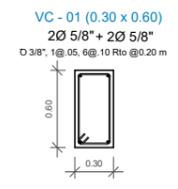




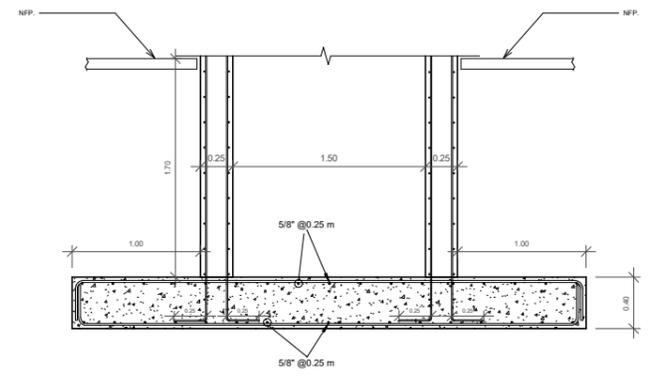
1 Planta de Cimentación  
1 : 50



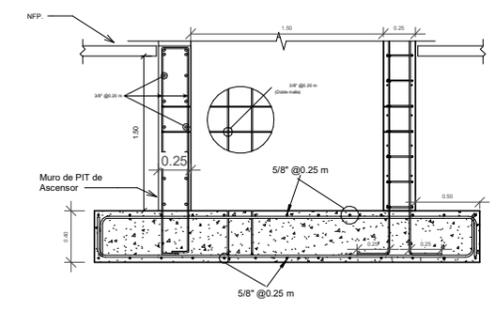
5 Detalle - Cimentación Ascensor  
1 : 25



2 Detalle de Vigas  
1 : 25

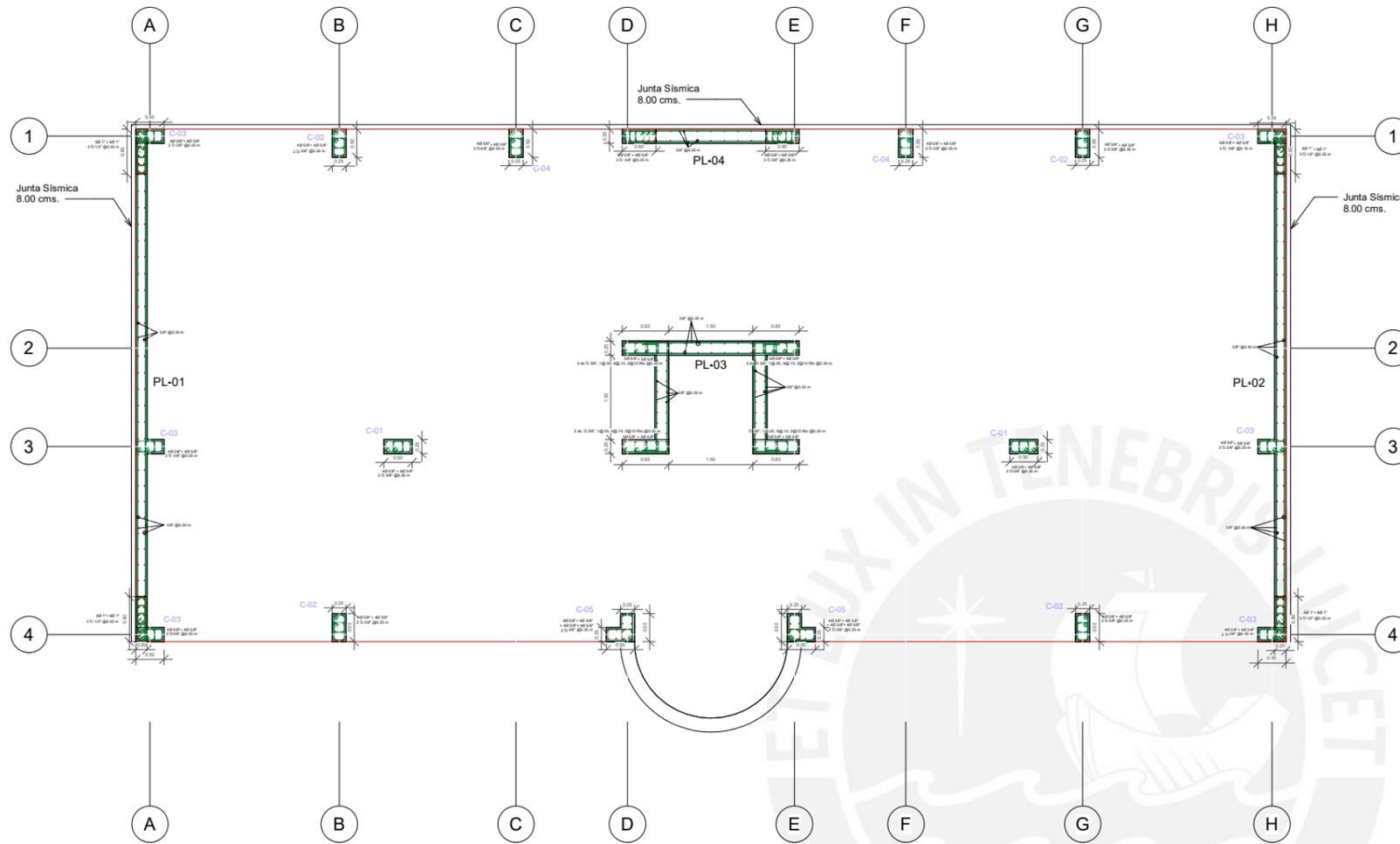


3 Corte I  
1 : 25

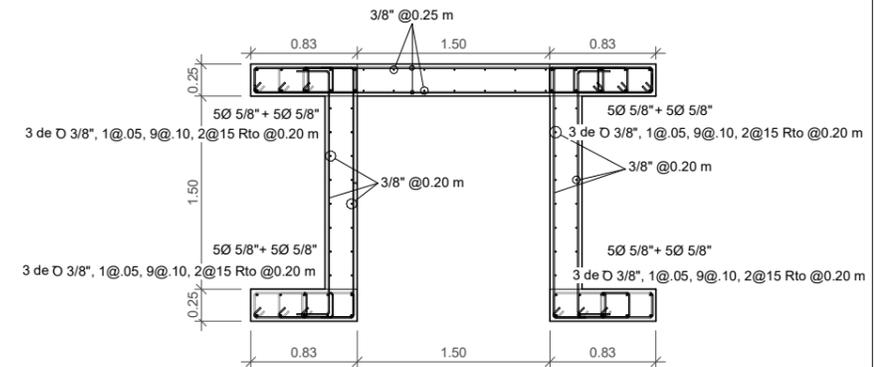


4 Corte II  
1 : 25

<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>		
	<b>Proyecto</b> EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS	<b>Lámina:</b>  <b>E-01</b>
	<b>Ubicación</b> Distrito de Surquillo, provincia LIMA Región de Lima	<b>DE 01 - A 05</b>
	<b>Plano</b> Estructuras - Cimentación	
<b>Diseño</b> Mauricio Yaringaño Pacheco	<b>Escala</b> 1/75 <b>Fecha</b> Abril - 2021	<b>CONTACTO</b> m.yaringano@pucp.edu.pe



1 Planta - Columnas y Placas  
1 : 50



2 Detalle - Placa de Ascensor  
1 : 25

CUADRO DE DETALLE PLACA PL-01 Y PL-02

	PISO 01	PISO 02		PISO 01	PISO 02
PISO 1° Y 2°	6Ø 1" + 6Ø 1" 3 D 1/2" @ 0.25 m	6 Ø 3/4" + 6 Ø 3/4" 3 D 1/2" @ 0.25 m	PL-01	6Ø 1" + 6Ø 1" 3 D 1/2" @ 0.25 m	6 Ø 3/4" + 6 Ø 3/4" 3 D 1/2" @ 0.25 m
	4Ø 5/8" + 4Ø 5/8" 2 D 3/8" @ 0.25 m	3/8" @ 0.30 m		4Ø 5/8" + 4Ø 5/8" 2 D 3/8" @ 0.25 m	3/8" @ 0.30 m
PISO 3° AL 6°	4Ø 5/8" + 4Ø 5/8" 2 D 3/8" @ 0.25 m	3/8" @ 0.30 m	PL-01	4Ø 5/8" + 4Ø 5/8" 2 D 3/8" @ 0.25 m	3/8" @ 0.30 m
	4Ø 5/8" + 4Ø 5/8" 2 D 3/8" @ 0.25 m	3/8" @ 0.30 m		4Ø 5/8" + 4Ø 5/8" 2 D 3/8" @ 0.25 m	3/8" @ 0.30 m

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ

Proyecto  
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS

Ubicación  
Distrito de Surquillo, provincia LIMA  
Región de Lima

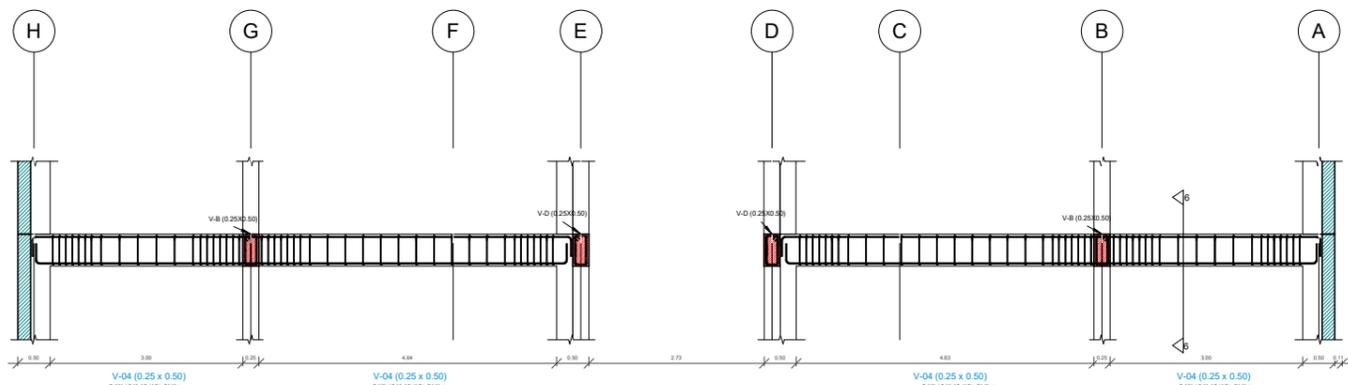
Plano  
Estructuras - Columnas y Placas

Diseño  
Mauricio Yaringaño Pacheco

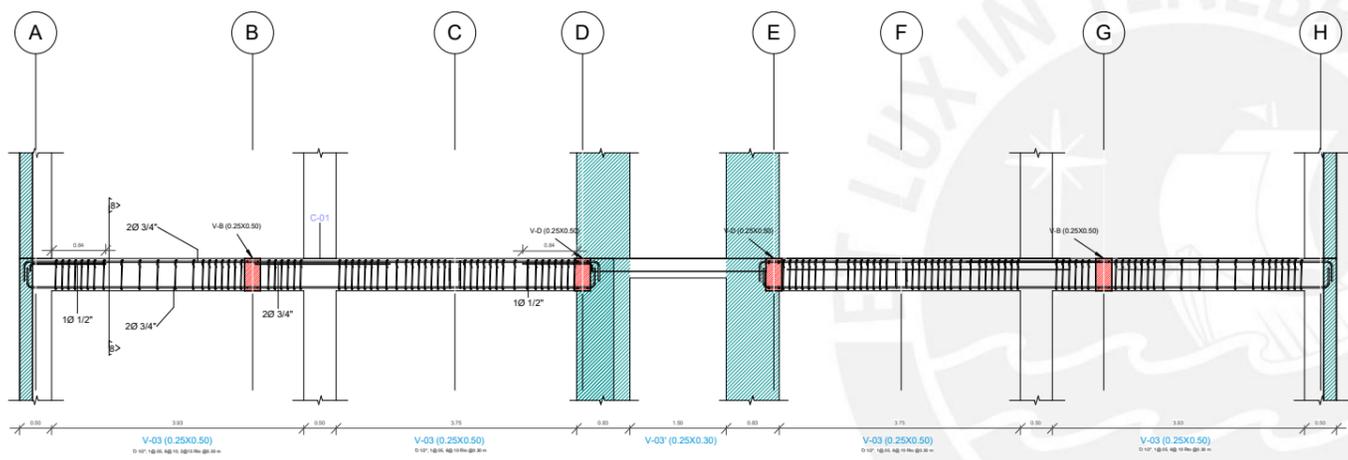
Escala 1/75  
Fecha Abril - 2021

Lámina:  
**E-02**  
DE 01 - A 05

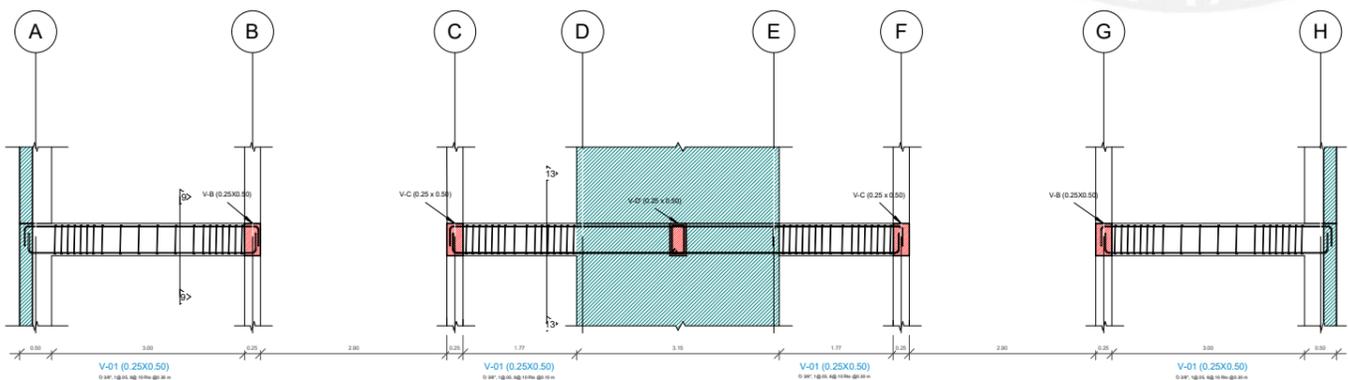
CONTACTO  
m.yaringano@pucc.edu.pe



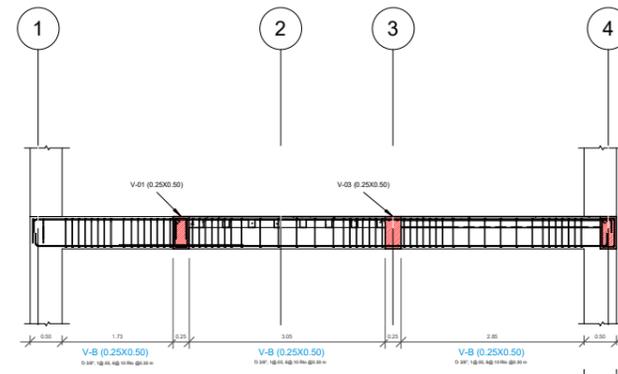
1 Vigas - Eje 4  
1 : 50



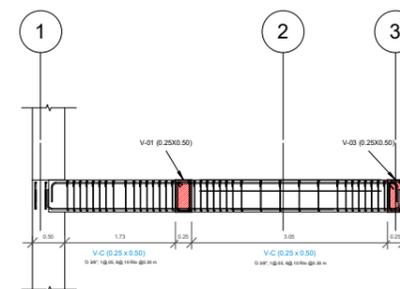
2 Vigas - Eje 3  
1 : 50



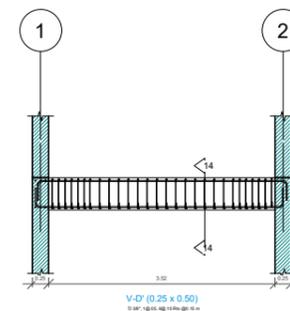
3 Detalle Eje 1  
1 : 50



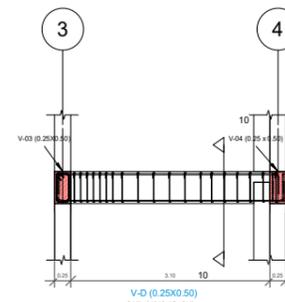
6 Detalle Eje B  
1 : 50



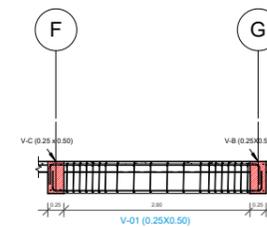
5 Detalle Eje C  
1 : 50



7 Detalle Eje 1''  
1 : 50



8 Detalle Eje D  
1 : 50



4 Detalle Eje 1'  
1 : 50

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

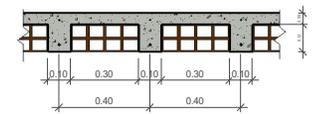
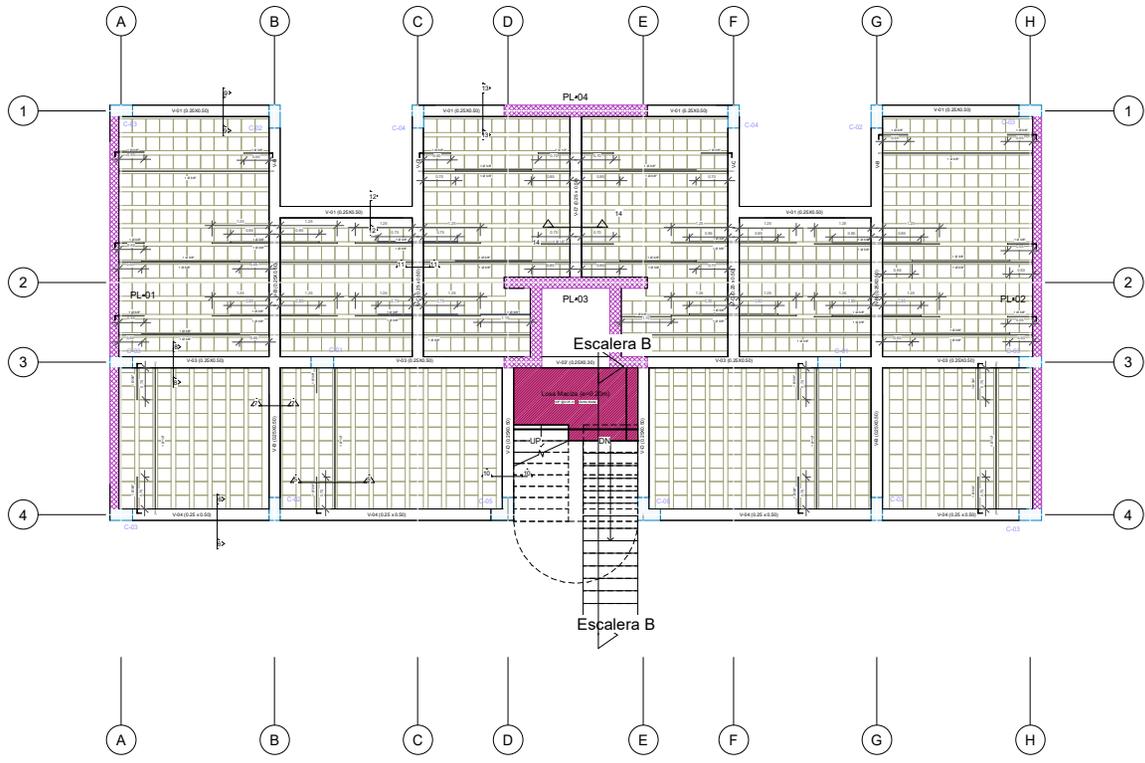


Proyecto	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS
Ubicación	Distrito de Surquillo, provincia LIMA Región de Lima
Plano	Estructuras - Elevaciones de Vigas
Diseño	Mauricio Yaringaño Pacheco

Lámina:	E-03
DE 01 - A 05	

CONTACTO  
m.yaringano@puccp.edu.pe

Escala 1/75  
Fecha Abril - 2021



2 Detalle de Aligerado  
1 : 10



V-B (0.25"Ø 5") + 3@12"  
D 3/8", 1@.05, 6@.10, 2@15 Rto @0.30 m

3 Detalle 7-7  
1 : 20

4 Detalle 10-10  
1 : 20



2Ø 3/4" 25 x 0.50  
D 3/8", 1@.05, 6@.10 Rto @0.30 m

5 Detalle 11-11  
1 : 20

6 Detalle 6-6  
1 : 20

1 Detalle - Losa en Nivel 01 al 05 - S/C = 200 Kg/cm2  
1 : 50

NOTA: NO SE PRESENTARÁ EL PLANO DE AZOTEA



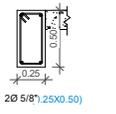
V-03 (0.25"Ø 3/4")  
D 1/2", 1@.12@ 3/4" 10, 2@15 Rto @0.30 m

7 Detalle 8-8  
1 : 20



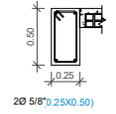
2Ø 5/8" (0.25X0.50)  
D 3/8", 1@.05, 6@.10, 2@15 Rto @0.30 m

8 Detalle 9-9  
1 : 20



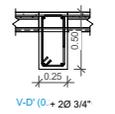
2Ø 5/8" (0.25X0.50)  
D 3/8", 1@.05, 6@.10, 2@15 Rto @0.30 m

9 Detalle 12-12  
1 : 20



2Ø 5/8" (0.25X0.50)  
D 3/8", 1@.05, 6@.10, 2@15 Rto @0.10 m

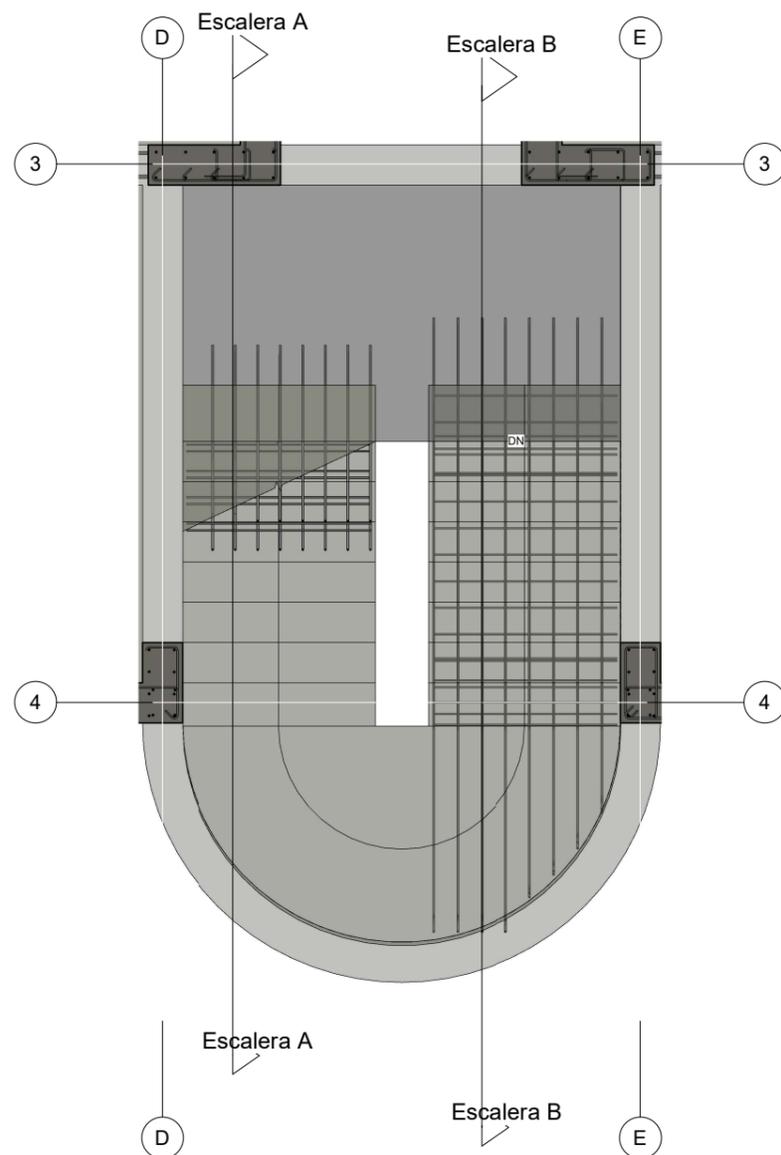
10 Detalle 13-13  
1 : 20



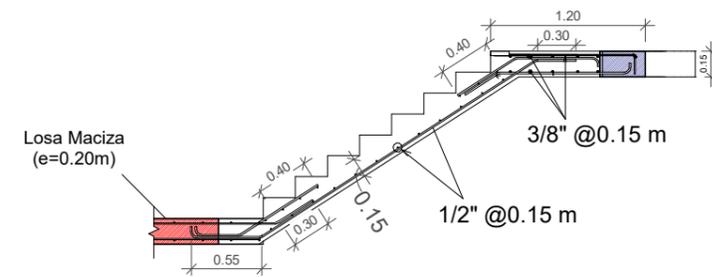
V-D" (0.25"Ø 3")  
D 3/8", 1@.05, 6@.10, 2@15 Rto @0.15 m

11 Detalle 14-14  
1 : 20

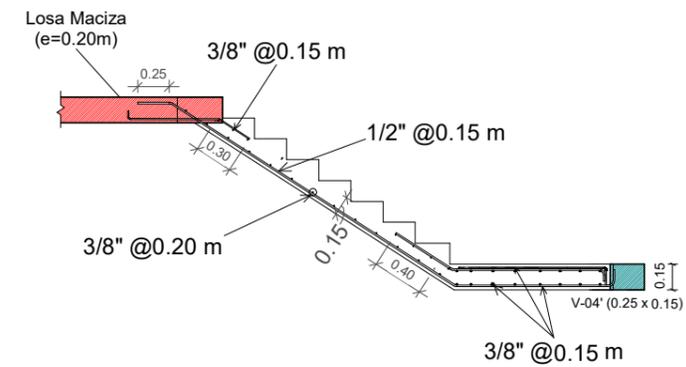
<b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>		
	<b>Proyecto</b>	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS
	<b>Ubicación</b>	Distrito de Surquillo, provincia LIMA Región de Lima
	<b>Plano</b>	Estructuras - Aligerado Típico piso 01 al 05
<b>Diseño</b>	Mauricio Yaringaño Pacheco	<b>CONTACTO</b> m.yaringaño@pucc.edu.pe
	<b>Escala</b>	1/75
	<b>Fecha</b>	Abril - 2021
	<b>Lámina:</b>	<b>E-04</b>
		DE 01 - A 06



1 Detalle - Escalera en Planta  
1 : 20



2 Escalera A  
1 : 25



3 Escalera B  
1 : 25

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ



PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ

Proyecto	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS
Ubicación	Distrito de Surquillo, provincia LIMA Región de Lima
Plano	Estructuras - Detalle de Escalera
Diseño	Mauricio Yaringaño Pacheco
Escala	1/75
Fecha	Abril - 2021

Lámina:	E-05
	DE 01 - A 05

CONTACTO  
m.yaringano@puccp.edu.pe

## ESPECIFICACIONES GENERALES

- ADEMÁS DE ESTOS PLANOS, DEBEN CONSIDERARSE AQUELLOS DE LAS OTRAS ESPECIALIDADES DEL PROYECTO.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS, CUALQUIER DISCREPANCIA DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y SUS REFUERZOS NO DEBEN SER OBTENIDOS DE UNA MEDICIÓN DIRECTA EN ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR CON LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LA OBRA, EL CONTRATISTA ES RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.
- LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELEVANTES PARA EL PERÚ.
- REVISAR LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS QUE SE ADJUNTAN PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS.

Lista de planos	
Número de plano	Nombre de plano
E-01	Estructuras - Cimentación
E-02	Estructuras - Columnas y Placas
E-03	Estructuras - Elevaciones de Vigas
E-04	Estructuras - Aligerado Típico piso 01 al 05
E-05	Estructuras - Detalle de Escalera
E-06	Especificaciones Generales

## CARGAS

### CARGAS VIVAS:-

REGLAMENTO:	E-0.20
VIVIENDAS:	200 kg/m <sup>2</sup>
CORREDORES Y ESCALERAS:	400 kg/m <sup>2</sup>
ESTACIONAMIENTOS:	250 kg/m <sup>2</sup>
DEPOSITOS:	500 kg/m <sup>2</sup>
AMBIENTES PARA ASAMBLEA:	400 kg/m <sup>2</sup>
CUARTOS DE MAQUINAS:	1000 kg/m <sup>2</sup>
AZOTEA:	100 kg/m <sup>2</sup>

### CARGAS SÍSMICAS:-

REGLAMENTO:	E-0.30
FACTOR DE ZONA, Z:	0.45
FACTOR DE USO, U:	1.00
FACTOR DE SUELO, S:	1.00

PROYECTO	
COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS, R	Rx = 6.00 (IRREGULAR APORTICADO) Ry = 6.00 (IRREGULAR APORTICADO)

### PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO

ZONIFICACIÓN: Z = 0.45  
 PARÁMETROS DE SITIO: S = 1.00 Tp = 0.40 TL = 2.50  
 FACTOR DE USO U = 1.00  
 PESO: P = 1056 Ton.

### RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

#### DIRECCIÓN X - X:

- Txx = 0.43 seg  
 - V Est. xx = 170 Ton.  
 - V Diseño xx = 149 Ton.  
 - MÁXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO = 1.38 cm.  
 - MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 10.10 cm.  
 - MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0068 hai.

#### DIRECCIÓN Y-Y:

- Tyy = 0.17 seg  
 - V Est. yy = 198 Ton.  
 - V Diseño yy = 167 Ton.  
 - MÁXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO = 0.95 cm.  
 - MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 2.50 cm.  
 - MÁXIMO DERIVA DE ENTREPISO = 0.0043 hai

## CONCRETO

### 1. COLOCACIÓN:

- EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MÁS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACIÓN DEBIDA A SU MANIPULACIÓN O TRANSPORTE.
- LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FÁCILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE LOS REFUERZOS.
- NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE, O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRANOS.
- NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUÉS DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUÉS DE SU FRAGUADO INICIAL.
- UNA VEZ INICIADO LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECIFICADAS.
- LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES DEBE ESTAR A NIVEL.
- TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.

### 2. CURADO:-

- A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02, EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DEL VACIADO (EXCEPTO CUANDO SE USE CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).
- EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DÍAS, DESPUÉS DEL VACIADO A EXCEPCIÓN DE CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02.

### 3. ENCOFRADO:-

- LOS ENCOFRADOS PARA EL CONCRETO DEBEN SER DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PROFESIONAL RESPONSABLE DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES. EL CONSTRUCTOR SERÁ EL RESPONSABLE DE SU SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA.

### 4. CALIDAD DEL CONCRETO:

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS, (fc)	TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MÁXIMO
FALSAS ZAPATAS (CONCRETO CICLOPEO +30% DE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN)	100 kg/cm <sup>2</sup>	6"	4"
CIMENTOS CORRIDOS DE CONCRETO SIMPLE (CONCRETO CICLOPEO) +30% DE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN.	100 kg/cm <sup>2</sup>	4"	4"
ZAPATAS AISLADAS DE LAS COLUMNAS	280 kg/cm <sup>2</sup>	2"	4"
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS DE LAS PLACAS	280 kg/cm <sup>2</sup>	2"	4"
PLACAS	1 ER. PISO 210 Kg/cm <sup>2</sup> 2 DO. AL 6 TO.PISO 210 Kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
COLUMNAS	1 ER. PISO 210 Kg/cm <sup>2</sup> 2 DO. AL 6 TO.PISO 210 Kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
VIGAS DE CIMENTACIÓN	210 kg/cm <sup>2</sup>	----	----
VIGAS Y LOSAS EN LOS ENCOFRADOS DE TECHO	210 kg/cm <sup>2</sup>	----	----

### 5. ACERO DE REFUERZO:-

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA (fy)
ACERO LONGITUDINALES	ASTM A615 - GRADO 60	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 Kg/cm <sup>2</sup>

### 6. RECUBRIMIENTOS:-

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DE LOS REFUERZOS (MEDIDOS DESDE LOS ESTRIBOS O LAS VARILLAS DE CONFINAMIENTO HASTA LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES) SERÁN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE ALGO DIFERENTE EN PLANSO DE DETALLES Y NOTAS.

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS	4.0 cm
PLACAS, MUROS Y LOSAS	2.0 cm
COLUMNAS	4.0 cm
VIGAS	4.0 cm

- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE INDICAN EN LOS PLANOS NO INCLUYEN SUS ACABADOS.
- LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN PARA EL VACIADO DE CONCRETO QUE NO ESTÉN ESPECIFICADAS EN LAS PLANTAS O DETALLES DE ESTOS PLANOS, DEBERÁN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- NO SE CONSIDERARÁ EN LA CONSTRUCCIÓN DUCTOS O PENETRACIONES ADICIONALES A LAS INDICADAS EN LOS PLANOS SIN LA APROBACIÓN PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- LOS REFUERZOS EN ESTOS PLANOS ESTÁN REPRESENTADOS DIAGRAMÁTICAMENTE, ASÍ NO ESTÉN NECESARIAMENTE DIBUJADAS SUS DIMENSIONES REALES.
- LOS EMPALMES DE LOS REFUERZOS DEBERÁN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN LOS DETALLES DE ESTOS PLANOS EN CASO CONTRARIO, SE DEBERÁ VERIFICAR QUE LOS EMPALMES LOGREN DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFUERZO QUE SE INDICA.
- PODRÁN SOLDARSE LOS REFUERZOS SOLO CON LA PREVIA AUTORIZACIÓN DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- LOS REFUERZOS NO SERÁN CONTINUOS EN LAS JUNTAS DE CONTRACCIÓN.

## CIMENTACIONES

- REFERIRSE AL ESTUDIO DESARROLLADO POR M&Y CONSULTORES S.R.L. CON FECHA: JUNIO DEL 2019.
- RESUMEN DE LAS CONDICIONES PARA LA CIMENTACIÓN:

TIPO DE CIMENTACIÓN	- ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS DE CONCRETO ARMADO.
ESTRATO DE APOYO	- GRAVA ARENOSA MEDIANAMENTE DENSA.
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	- 1.00m. (CON RESPECTO AL NIVEL SUPERIOR DE ZAPATA).
PRESIÓN ADMISIBLE	5.50 kg/cm <sup>2</sup>
MÁXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	- 2.50 cm.
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	NO SE ENCONTRÓ NAPA FREÁTICA.
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	NO SE ENCONTRÓ UNA CONCENTRACIÓN CONSIDERABLE DE SULFATOS O SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO I EN EL CONCRETO DE LA CIMENTACIÓN Y DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON SUELO. EMPLEAR ALGÚN IMPERMEABILIZANTE EN LOS ACABADOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON AGUA.

- LAS EXCAVACIONES DEBERÁN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE LOS VACIADOS DEL CONCRETO.
- NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTE Y RELLENOS SANITARIOS O ARTIFICIALES. ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACIÓN Y DEBEN SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.
- EN CASO DE QUE AL NIVEL DE CIMENTACIÓN SE ENCUENTRE UNLENTE BOLSÓN DE LIMO O ARENA, DEBERÁ PROFUNDIZARSE LA EXCAVACIÓN HASTA SOBREPASARLOS EN POR LO MENOS 0.20m. Y SE VACIARÁ EN LA ALTURA DE LA SOBRE EXCAVACIÓN EFECTUADA UN FALSO CIMENTO DE CONCRETO CICLOPEO.
- LAS CISTERNAS DEBERÁN SER CUIDADOSAMENTE IMPERMEABILIZADAS EN TODAS SUS SUPERFICIES.
- LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGUE DEBERÁN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PERDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO MECÁNICAS DE LOS SUELOS PARA EL APOYO DE LA CIMENTACIÓN YA QUE PODRÍAN DISMINUIR SUS CAPACIDADES PORTANTES.
- EN LAS ÁREAS DONDE SE CONSTRUYAN PISOS, TERRAZAS O PATIOS, DEBERÁN RETIRARSE LAS CAJAS SUPERIORES DE RELLENO EN UN ESPESOR NO MENOR A 0.25m Y REEMPLAZARCE ESTAS POR UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO QUE SE COLOCARÁ EN CAPAS DE NO MÁS DE 0.15m DE ESPESOR COMPACTADAS AL 95% DE LA MÁXIMA DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO. DE ESTA MANERA SE LOGRARÁ UN APOYO ADECUADO PARA LOS PISOS Y SE EVITARÁ LA APARICIÓN DE RAJADURAS EN ESTOS. REVISAR TAMBIÉN LAS INDICACIONES QUE SE ALCANZAN EN EL ESTUDIO DE MECÁNICAS DE SUELOS.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		AUTODESK
Proyecto	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS	
Ubicación	Distrito de Surquillo, provincia LIMA Región de Lima	
Plano	Especificaciones Generales	
Diseño	Mauricio Yaringaño Pacheco	Escala 1/75 Fecha Abril - 2021
Lámina:	E-06	
	DE 01 - A 06	
CONTACTO	m.yaringano@pucc.edu.pe	