

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



**DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE
EDUCACION SUPERIOR**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Cauvi Alfaro, Bruno Jesús
Tullume Cornejo, Edgar Eduardo Saúl

ASESOR:

Ing. José Alberto Acero Martínez

Lima, Setiembre del 2021

RESUMEN

El proyecto desarrollado como tema de tesis, comprende el análisis y diseño estructural de un edificio de educación superior, en el departamento de Lima, provincia de Lima y distrito de Los Olivos. El edificio se ubica en el distrito de Los Olivos. El terreno para la construcción del edificio es de forma regular, cuya área es de 821.60 m² y encierra un perímetro de 122 m donde la capacidad portante del suelo es de 4 kg/cm².

La arquitectura de la edificación consta de 10 pisos y azotea, de los cuales los pisos a partir del 5 hasta el 10 son planta típica y los niveles 1, 2, 3 y 4 tienen una configuración diferente. La estructura de la edificación está constituida por elementos de concreto armado, con pórticos en combinación con elementos de corte como placas.

En la estructuración se tratará de buscar la simplicidad de la estructura para cuando esta se idealice y se elabore el análisis sísmico, se pueda acercarse más al comportamiento real de la estructura y así poder obtener resultados más precisos.

Luego se procederá a realizar el predimensionamiento de cada elemento estructural como vigas, columnas, placas, losas y cimentaciones.

Con la estructura ya definida se realizará el análisis sísmico usando la metodología de combinación espectral (con el software ETABS) y se verificará que cumpla con los parámetros establecidos por la Norma de diseño Sismorresistente (NTE E.030).

Además, se seguirán los parámetros de la NTE.020 para la asignación de cargas verticales correspondientes en cada uno de los elementos.

Finalmente, se procederá a realizar el diseño final de todos los elementos estructurales del edificio y se verificará que estos cumplan con los parámetros que establece la Norma de diseño en Concreto Armado NTE E.060.

“A mi amada Brenda, por su infinito amor y paciencia para poder desarrollar la presente tesis,
por creer en mis fortalezas y por su apoyo incondicional en momentos adversos.

A mis padres, quienes me han guiado en mis primeros pasos y por su esfuerzo que ha sido
fundamental para mi formación académica y personal.

A mi hermana, por su cariño y comprensión que están presentes en mi vida.

Y a todos aquellos, que de alguna manera han sido parte de este largo camino.

A todos ellos... Gracias”

Bruno Cauvi



“Dedico mi tesis a mis padres, que gracias a ellos y los valores que me inculcaron he podido
lograr cada paso en mi vida”

Eduardo Tullume

ÍNDICE

Capítulo 1: INTRODUCCIÓN	7
Capítulo 2: ASPECTOS GENERALES	8
2.1. Descripción general y arquitectura	8
2.2. Características de sitio.....	9
2.3. Cargas de Diseño.....	10
2.4. Método de diseño.....	10
2.5. Propiedades de los Materiales.....	11
Capítulo 3: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	12
3.1. Parámetros para la estructuración del edificio	12
3.2. Estructuración y predimensionamiento de elementos estructurales.....	13
3.3. Predimensionamiento de elementos estructurales	14
3.3.1. Predimensionamiento de Losas	14
3.2.1.1. Predimensionamiento de Losa Aligerada	14
3.2.1.2. Predimensionamiento de Losa Maciza.....	15
3.2.2. Predimensionamiento de Vigas.....	16
3.2.3. Predimensionamiento de Columnas.....	17
3.2.4. Predimensionamiento de Muros.....	17
Capítulo 4: ANÁLISIS SÍSMICO	19
4.1. Análisis Sísmico Estático:.....	19
4.1.1. Fuerza Cortante Basal en el Eje X	20
4.1.2. Fuerza Cortante Basal en el Eje Y	21
4.2. Análisis Sísmico Dinámico	22
4.2.1. Peso Sísmico.....	22
4.2.2. Verificación de Irregularidades.....	24
4.2.2.1. Verificación en altura (Ia):.....	24
4.2.2.1.1. Irregularidad de Rigidez – Piso Blando:	24
4.2.2.1.2. Análisis de irregularidad de resistencia	25
4.2.2.1.3. Irregularidad de Masa o Peso.....	28
4.2.2.1.2. Irregularidad Geométrica Vertical	29
4.2.2.2. Irregularidades estructurales en planta (Ip).....	29
4.2.2.2.1. Irregularidad torsional.....	29
4.2.2.2.2. Esquinas entrantes	32

4.2.2.2.3. Discontinuidad del diafragma.....	32
4.2.2.2.4. Sistemas no paralelos.....	32
4.2.3. Espectro de diseño – Casos de carga.....	33
4.2.4. Modelo estructural del edificio en ETABS.....	34
4.3. Resultados finales del Análisis Dinámico.....	36
4.3.1. Modos y Frecuencias de la estructura.....	36
4.3.2. Cortante Basal Dinámica y Factores de escala.....	37
4.3.3. Control de derivas de entrepiso.....	38
4.3.4. Verificación de sistema estructural asumido.....	39
4.4. Junta de separación sísmica.....	39
Capítulo 5: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	41
5.1. Diseño de losas.....	41
5.1.1. Parámetros para el diseño de losas aligeradas.....	41
5.1.2. Análisis estructural de losas aligeradas.....	42
5.1.3. Diseño en concreto armado de losas aligeradas.....	43
5.1.4. Diseño por fuerza cortante de losas aligeradas.....	47
5.1.5. Análisis de deflexiones en losa aligerada.....	49
5.1.5.1. Deflexión inmediata.....	51
5.1.5.2. Deflexiones diferidas.....	54
5.2. Diseño de Losas Macizas.....	55
5.2.1. Análisis estructural de losa maciza.....	55
5.2.2. Diseño en concreto armado de losa maciza.....	56
5.2.3. Diseño por fuerza cortante de losa maciza.....	57
5.3. Diseño de Vigas.....	59
5.3.1. Diseño en concreto armado de vigas.....	59
5.3.2. Diseño por fuerza cortante de vigas.....	62
5.3.2.1. Diseño por capacidad.....	63
5.3.2.2. Procedimiento para el diseño del refuerzo por corte.....	66
5.3.3. Redistribución de momentos en vigas.....	71
5.4. Diseño de columnas.....	76
5.4.1. Análisis estructural de columnas.....	77
5.4.2. Diseño en concreto armado de columnas.....	78
5.4.3. Diseño por corte en columnas.....	81
5.5. Diseño de muros de corte (placas).....	85

5.5.1. Generalidades para diseño de placas	85
5.5.2. Diseño en concreto armado de muros de corte (flexocompresión).....	87
5.5.3. Diseño por fuerza cortante en muros de corte	89
5.5.4. Núcleos de confinamiento.....	92
5.6. Diseño de Cimentaciones.....	96
5.6.1. Dimensionamiento de la cimentación.....	96
5.6.2. Verificación de esfuerzos.....	97
5.6.2.1. Verificación por cargas de gravedad.....	99
5.6.2.2. Verificación por cargas incluyendo sismo	100
5.6.3. Diseño en concreto armado de la zapata Z1	101
5.6.3.1. Verificación por corte.....	101
5.6.3.2. Verificación por punzonamiento	103
5.6.4. Diseño de Vigas de Cimentación.....	105
5.7. Diseño de escaleras.....	109
5.7.1. Análisis estructural de escalera	109
5.7.2. Diseño en concreto armado de escalera	112
5.7.3. Diseño del Muro de Apoyo.....	113
Capítulo 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	115
Capítulo 7: ÍNDICE DE FIGURAS Y TABLAS.....	117
Capítulo 8: BIBLIOGRAFÍA.....	121
ANEXO 1. PLANOS DE ARQUITECTURA	122
ANEXO 2. PLANOS DE ESTRUCTURAS	122

Capítulo 1: INTRODUCCIÓN

El proyecto desarrollado como tema de tesis, comprende el diseño estructural de un edificio de educación superior en el departamento de Lima, provincia de Lima y distrito de Los Olivos. El terreno es de forma regular cuya área es de 821.60 m^2 y que encierra un perímetro de 122.00 m , siendo la capacidad portante del suelo es de 4 kg/cm^2 .

El objetivo central de la presente tesis será obtener el diseño estructural de la edificación, a partir de los planos de arquitectura y las características de capacidad portante del suelo.

Para ello utilizaremos los métodos y criterios de análisis estructural y diseño en concreto armado establecidos en las NTE 0.20, NTE 0.30, NTE 0.50 y NTE 0.60.

En el siguiente capítulo se explicará las necesidades y los requerimientos del proyecto y se detallarán las características arquitectónicas de la edificación. En el tercer capítulo se revisará la estructuración, definiendo los elementos que soportarán las cargas sobre el edificio. Posteriormente, en el capítulo 4 se realizará el análisis sísmico y se verificará que la estructura cumpla con los requisitos de rigidez y resistencia indicados en la NTE 0.30.

Finalmente, con las solicitaciones procederemos a diseñar cada elemento estructural (losas, vigas, columnas, placas, cimentaciones y escaleras) siguiendo los procedimientos de diseño en concreto armado en base a lo establecido en la NTE 0.60.

Capítulo 2: ASPECTOS GENERALES

2.1. Descripción general y arquitectura

La estructura es un edificio de concreto armado cuyo uso será de educación superior (universidad) de diez pisos y azotea, con un total de 8 laboratorios y 42 aulas.

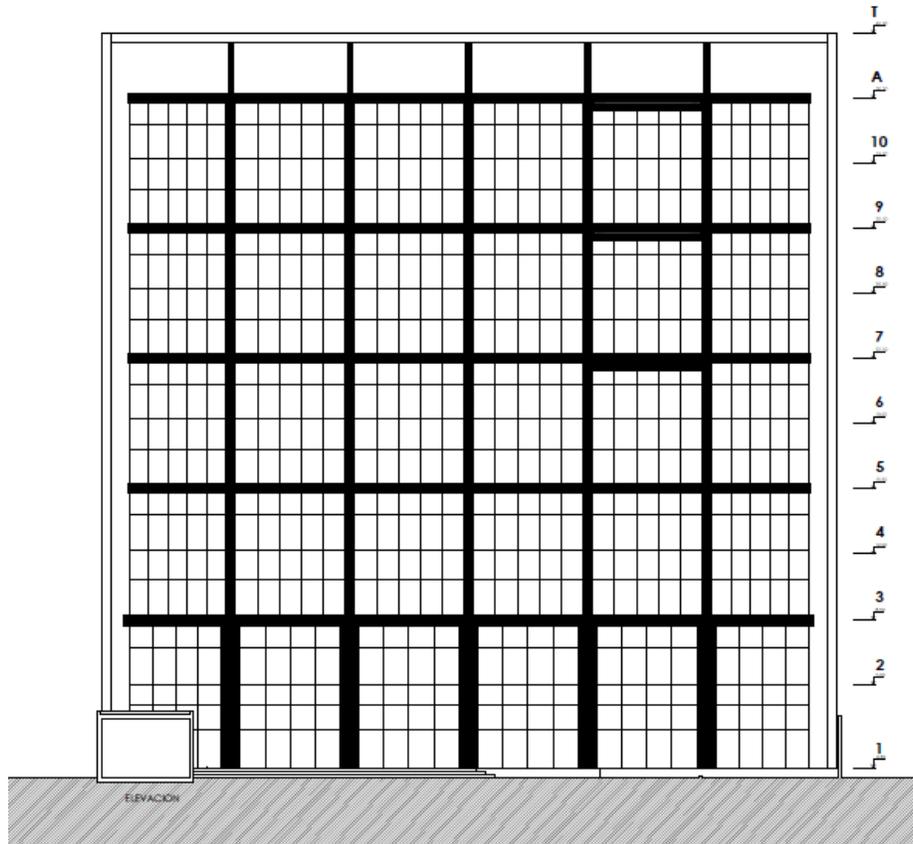


Figura 1. Vista frontal del edificio (elevación)

La azotea está destinada para soportar los equipos condensadores de aire acondicionado, un cuarto para máquinas del ascensor en el que también se encuentran los tableros eléctricos y otro para el cuarto técnico de comunicaciones. El edificio no cuenta con sótanos, debido a que los estacionamientos se encuentran contiguos al edificio gracias al gran espacio del terreno, además la cisterna, cuarto de máquinas y demás se encuentran fuera del espacio del edificio para optimizar el costo del proyecto. Contamos con dos cajas de escaleras ubicados alrededor de los extremos del edificio, así como otra para los ascensores.

La forma del edificio es bastante compacta, lo cual ayuda enormemente a la estructuración del mismo, con corredores centrales que distribuyen muy bien el flujo de las personas y las rutas de evacuación.

Las primeras plantas, hasta el piso 4 corresponden a espacios de soporte, tales como sala de ventas, salas de lectura, espacios de oficinas, espacios para docentes, laboratorios, entre otros. Arquitectónicamente, los niveles desde el quinto hasta el décimo son pisos típicos cuya distribución se repetirá en todos estos niveles y esta se puede apreciar en la Figura 2.

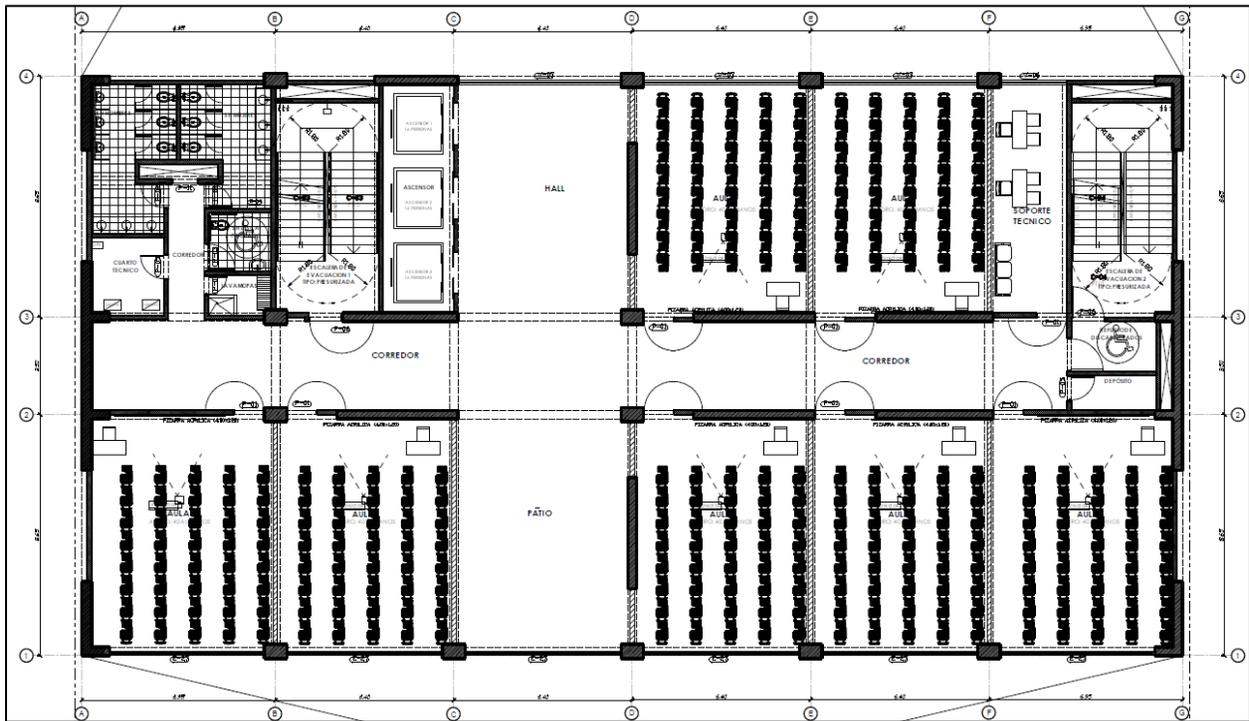


Figura 2. Plano de arquitectura del piso típico

2.2. Características de sitio

La ubicación de este proyecto es en la ciudad de Lima, en el distrito de Los Olivos. Siguiendo los parámetros de la norma de diseño sismorresistente E.030, la estructura se encuentra en la Zona 4. Por ello que el factor “Z” que se interpreta como la aceleración máxima horizontal en el suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años es igual a **0.45**.

La edificación tendrá lugar sobre un suelo muy rígido denominado por la norma suelo tipo S1 y se considera la capacidad portante de 4 kg/cm² al nivel de la cimentación.

2.3. Cargas de Diseño

Los cálculos y las consideraciones propias para el análisis con cargas de gravedad y de sismo, así como el diseño estructural del edificio se realizarán de acuerdo a lo especificado en las normas NTE E-020 Metrado de Cargas.

2.4. Método de diseño

Todos los elementos estructurales que componen el edificio se diseñarán, en su mayoría, con el método de Diseño por Resistencia establecido por la Norma Técnica de Edificaciones de Concreto Armado E.060, donde se establece que los esfuerzos últimos amplificados deben ser menor o igual que la resistencia nominal afectada con el factor de reducción.

$$\phi R_n \geq R_u$$

Las cargas actuantes sobre los elementos se amplifican a través de factores según su naturaleza (carga muerta, carga viva y carga sísmica).

Para el presente proyecto, se emplearán las siguientes combinaciones de carga:

$$U = 1.4CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25(CM+CV) + CS$$

$$U = 1.25(CM+CV) - CS$$

$$U = 0.9(CM) + CS$$

$$U = 0.9(CM) - CS$$

Donde:

U= Esfuerzo último amplificado

CM= Carga muerta en servicio

CV= Carga viva en servicio

CS= Carga sísmica

La norma fija los factores de reducción (Φ) para decrecer la resistencia nominal, a manera de seguridad, y llevarla a la resistencia de diseño según sea el caso:

Tabla 1. Factores de Reducción según el tipo de solicitación

Solicitación	Factor de Reducción (Φ)
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexocompresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con Estribos	0.70

2.5. Propiedades de los Materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales que se utilizarán para la construcción de los elementos que componen la estructura del edificio, se detallan a continuación:

Concreto

- Resistencia máxima a la compresión (f'_c) con edad de 28 días = 210 kg/cm² y 280 kg/cm².
- Deformación unitaria máxima (ϵ_{cu}) = 0.003
- Módulo de Elasticidad (E_c), $E_c = 15000\sqrt{f'_c} = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$
- Relación entre el módulo de elasticidad y de corte (E_c/ G_c) = 2.30

Acero de Refuerzo

- Esfuerzo de fluencia (f_y) = 4200 kg/cm²
- Módulo de Elasticidad (E_c) = 2,000,000 kg/cm²
- Deformación unitaria de fluencia = 0.0021

Los valores y fórmulas para el análisis y diseño de los elementos de concreto armado, son los indicados en la Norma Técnica de Edificaciones E.060 y ASTM-A615 que sirven como referencia para el desarrollo del presente proyecto.

Capítulo 3: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

La estructuración es una de las etapas más importantes dentro del desarrollo del análisis y diseño de toda edificación. Se trata de concebir con adecuado criterio de comportamiento estructural las dimensiones de los diversos elementos estructurales.

Luego del análisis estructural se asegurará que los elementos puedan soportar las solicitaciones aplicadas y se comporten de manera adecuada tanto en caso de sismos como frente a cargas de gravedad.

3.1. Parámetros para la estructuración del edificio

La estructura del edificio está compuesta enteramente por elementos de concreto armado incluyendo pórticos mixtos en simultáneo con muros de corte (placas) y columnas conectadas mediante vigas peraltadas. La razón principal para la inclusión de las placas es que estas resisten esfuerzos en 2 direcciones y controlan de mejor manera los desplazamientos laterales de los entresijos, provocados por la acción sísmica.

Para la estructuración y el análisis se consideró dos ejes principales; el primero denominado eje “X”, en dirección paralela a la fachada del edificio, y el segundo denominado eje “Y”, en dirección perpendicular a este. Para la estructuración, siempre se busca que la ubicación de los elementos cumpla parámetros estructurales, acorde con la arquitectura, para que se desempeñen adecuadamente. Para ello, existen criterios a tener en cuenta de manera que la estructura tenga un adecuado comportamiento sismorresistente:

Simplicidad y Simetría: Como se mencionó al inicio del trabajo, se busca que una estructura sea simple, ya que resulta más sencillo interpretar su comportamiento y predecirlo, comparado al que si fuera una estructura compleja o irregular. Además de ello, la simetría siempre ayuda a que no existan efectos de torsión e irregularidades en planta extremas.

Resistencia y Ductilidad: La resistencia sísmica se recomienda que se tenga en las dos direcciones de la edificación para que la acción del sismo pueda ser soportada por la estructura. Además, deberá tener ejes o trayectorias resistentes con ductilidad adecuada.

Hiperestaticidad y Monolitismo: Las estructuras deben tener hiperestaticidad para obtener mayor resistencia a las solicitaciones. Con esto es posible disipar las fuerzas del sismo a través de la formación de las rótulas plásticas.

Uniformidad y Continuidad de la Estructura: Las estructuras deben tener siempre continuidad vertical, de esta manera las fuerzas y esfuerzos de sismo se logran transferir a la cimentación.

Rigidez Lateral: Toda estructura debe tener rigidez en las dos direcciones, a manera de que esta tenga un comportamiento adecuado ante un sismo para ambos ejes, y así conseguir que no ocurran deformaciones excesivas que causen problemas en elementos no estructurales y presencia de fisuras.

Existencia de Diafragma Rígido: La transferencia de la carga horizontal del sismo se da cuando existen losas que se comportan como diafragmas rígidos y transportan la carga a todos los ejes de la estructura. Se recomienda la menor cantidad de aberturas posibles, así como losas tipo puente conectando secciones de un mismo edificio.

3.2. Estructuración y predimensionamiento de elementos estructurales

Esta estructuración fue realizada de tal manera que se adapte a la distribución arquitectónica original, luego de algunas iteraciones debido a garantizar el comportamiento sismorresistente de la estructura y compatibilización con el diseño arquitectónico, presentamos la estructuración del edificio.

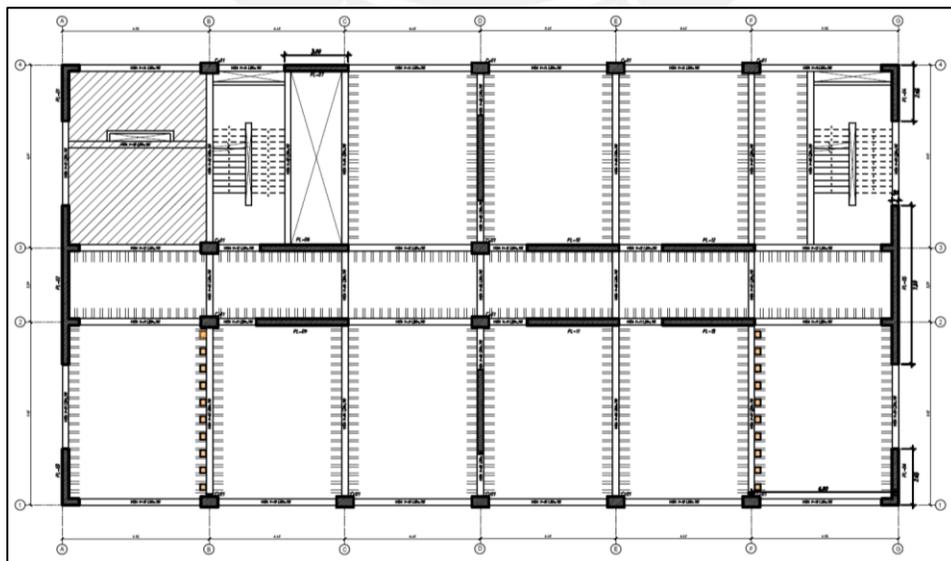


Figura 3. Estructuración del edificio

3.3. Predimensionamiento de elementos estructurales

El proceso de predimensionamiento es una etapa sumamente importante para el diseño de los elementos estructurales, ya que en esta se otorga las dimensiones primarias que podrían ser las que adopten dichos elementos. El predimensionamiento viene dado por fórmulas y recomendaciones basadas en la experiencia de muchos profesionales al largo de los años, y que en la mayoría de casos estas dimensiones primarias llegan a ser las finales.

3.3.1. Predimensionamiento de Losas

Definidas las vigas, se procedió con evaluar el tipo de losa y el peralte según la luz libre y ubicación en planta. Se emplearon losas aligeradas en una dirección en la mayoría de paños, armadas en la dirección de la longitud más corta.

En planta típica, los paños delimitados por los ejes A-G, 1-2 y los paños desde C hasta el margen izquierdo de la escalera y los ejes 3-4, se encuentran las losas aligeradas armadas en la dirección paralelas al eje “X” y las losas armadas en la dirección paralela al eje “Y” se encuentran ubicadas en el área comprendida entre los ejes A-G y 2-3, ver figura 3.

Las losas macizas se ubicaron en los servicios higiénicos pertenecientes al paño en los ejes A-B, 3-4 a manera de no interrumpir los ladrillos de techo con las instalaciones sanitarias y proveer de mejor resistencia a esa zona. Cabe recalcar que solo para el techo del segundo piso (depósito de libros) también se utilizó losa maciza, debido a la mayor carga en esa zona y se requerirá proveer de mayor resistencia a la losa.

3.2.1.1. Predimensionamiento de Losa Aligerada

La luz libre más desfavorable de la planta del edificio acorde al plano arquitectónico, tiene un valor de 6.55 m perteneciente al paño ubicado en A-B y F-G.

En base a la recomendación del Ing. Antonio Blanco, se muestra la Tabla 2, donde se indica los espesores típicos para cada rango de luces libres.

Tabla 2. Espesores típicos y luces máximas recomendadas (Blanco, 1994)

<i>h</i> (m)	Peso propio aproximado (kg/m²)	Luces máximas recomendadas (m)
0.17	280	$l_n \leq 4$
0.20	300	$4 \leq l_n \leq 5.5$
0.25	350	$5.5 \leq l_n \leq 6.6$
0.30	420	$6 \leq l_n \leq 7.5$

Por ello, basándonos en la Tabla 2, para las losas aligeradas del proyecto se optó por utilizar un peralte de 0.25 m.

El criterio anterior sólo aplica para sobrecargas máximas de 300 a 350 kg/m².

Estos elementos se comportarán como diafragmas rígidos (Rigidez a la flexión $EI=\infty$) y tendrán dos funciones estructurales principales, la primera con respecto a las cargas de gravedad que consiste en transmitir a las vigas, el peso propio de la losa, el piso terminado, la sobrecarga y otros posibles elementos como tabiques, y la segunda es la transmisión de cargas sísmicas que se busca que se la estructura se comporte de manera monolítica es decir que tenga un comportamiento uniforme en cada piso del edificio de manera que las columnas se deformen lo mismo en cada nivel.

3.2.1.2. Predimensionamiento de Losa Maciza

Dichos elementos tienen mayor peso que el de las losas aligeradas, ya que no hay presencia de ladrillos, por ende, su resistencia a sollicitaciones es superior.

Dichos elementos se dimensionan aproximadamente con espesores menores en 5 cm con respecto a la losa aligerada, esto se traduce a que en nuestro caso adoptemos un peralte de 20 cm para la losa maciza del proyecto.

Otro criterio para obtener el peralte de dicha losa resulta de:

$$h \geq \text{perímetro}/180$$

En nuestro caso el perímetro que encierra en la zona de servicios higiénicos (ejes A-B y 3-4) de este cálculo resulta una losa de 17 cm; sin embargo, por la envergadura del proyecto, para mejorar

las condiciones de aislamiento acústico, reducir posibles vibraciones y proceso constructivo, optamos por un espesor de 20 cm en dos direcciones.

La losa maciza trabajará en 2 direcciones, ya que esta tiene dimensiones similares y está confinada por tres vigas de borde y la placa.

3.2.2. Predimensionamiento de Vigas

Se realizó la ubicación de vigas peraltadas en los ejes “X” e “Y” para contar con resistencia en ambas direcciones ante un evento sísmico y trabajen de manera conjunta como pórtico y/o pórtico-placa. Las vigas de los ejes 1, 2, 3 y 4 llegan a placas de pequeña en longitud, pero de igual espesor que la viga, bajo el criterio de aumentar la hiperestaticidad de las vigas para que en sus extremos simulen un empotrado.

Generalmente las vigas se dimensionan considerando un peralte del orden de 1/10 o 1/12 de la luz libre:

$$h \geq l_n/10 \text{ ó}$$

$$h \geq l_n/12$$

El ancho de las vigas que cargan las losas y demás elementos, oscila entre 30% a 50% del peralte. Con las recomendaciones señaladas, entre los ejes A y B se tiene que la mayor luz libre es 6.55 m con lo cual se obtendría $6.55/10=0.655$ m o $6.55/12=0.546$ m, por ello se usará un valor de 70 cm para el peralte de la viga. Este valor se utilizará, en vigas paralelas al eje “X”.

Para las vigas paralelas al eje “Y”, se tiene que la mayor luz libre es de 8.00 m, aplicando la fórmula anterior: $8.00/10=0.80$ m y $8.00/12=0.67$ m, por ello también se usará un valor de 70 cm para el peralte de la viga en esa dirección.

El ancho necesario, acorde al peralte elegido, resulta ser para el eje X: $0.3 \times 70=21$ cm a $0.5 \times 70=35$ cm, igual que para el eje Y. En base a ello, para del proyecto se optará por un ancho de 30 cm en todas las vigas, a modo de otorgar adecuada resistencia.

3.2.3. Predimensionamiento de Columnas

Las columnas se estructuraron teniendo en consideración las dimensiones de las vigas que iban a descansar sobre estas, las áreas tributarias y las limitaciones de arquitectura para los pisos superiores.

Dado que la configuración estructural incluye muros de corte en ambas direcciones, el libro del Ing. Antonio Blanco ^[2] recomienda la siguiente fórmula:

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

Donde:

- P(servicio): Carga axial considerando las cargas muertas y vivas, sin amplificar.
- f'c: Resistencia máxima a compresión del concreto, 280 kg/cm² considerado para columnas.
- P(servicio) = (Área tributaria de la columna) x (# de pisos) x (carga unitaria asumida)

Se tomará una carga unitaria de 1 ton/m²

$$P = 39.23 \text{ m}^2 \times 10 \text{ pisos} \times 1 \text{ ton/m}^2 = 392.3 \text{ ton}$$

$$\text{Área bruta} = 3,113 \text{ cm}^2$$

La sección ideal a considerar sería 40 cm x 80 cm (3200 cm²); sin embargo, dado que la columna tenía altas solicitaciones de fuerza en compresión, cuyos puntos se encontraban fuera del diagrama de interacción, se optó por columnas de 50x80 cm (400 cm²), con 80 cm en la dirección horizontal.

3.2.4. Predimensionamiento de Muros

La ubicación de las placas se hizo en las dos direcciones del edificio. Debido a la menor longitud que se tiene en el eje “Y” (Ver figura 3.1), es el eje más crítico ya que tiene menor momento de inercia y por ende menor rigidez lateral, esto se traduce en mayor daño debido al sismo en ese eje.

Por tal motivo en la dirección Y se propusieron tres placas a lo largo de los muros en los ejes A y G y dos placas más en el eje central.

En el eje "X" se definieron 7 placas, seis de ellas entre los ejes 3 y 4, mientras que la restante se ubica en el otro extremo de la caja de ascensores.

Para el cálculo de la longitud estimada de placas, se utilizó la fórmula de la resistencia a corte que provee el concreto ($V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$) y se consideró un factor de reducción de 0.7 dado que no se está considerando el aporte del acero, con lo cual la fórmula para estimar la longitud de las placas será:

$$L = \frac{0.7 * V_{basal}}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b}$$

Siendo:

- V basal, cortante basal total del edificio
- $\phi = 0.85$, coeficiente de reducción por corte
- b= 30 cm, espesor del muro

Cabe señalar, que el cálculo de la cortante basal en las dos direcciones se encuentra en el capítulo siguiente, por lo que en este acápite se indicará la cortante basal de manera directa:

V_{basal-x}= 1213.12 Ton, lo que resulta 43.35 ml de longitud de placas en esa dirección.

V_{basal-y}=1144.53 Ton, lo que resulta 40.91 ml de longitud de placas en esa dirección.

Dadas las limitantes arquitectónicas, se estableció en la dirección X, 34.15 ml de placas y en el eje Y se incluyeron 33.60 ml de placas. Por lo que se empezará el predimensionamiento con esa cantidad de placas y posteriormente se corroborará si estas son suficientes para controlar las derivas permisibles.

Capítulo 4: ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico de una estructura es de gran complejidad, incluso siendo una estructura pequeña y regular. Por ello existen diferentes maneras de afrontar esta problemática y se suele simplificar para su aplicación en el diseño. Nos basaremos en lo estipulado en la Norma Peruana Sismorresistente E.030 para el análisis. Para este proyecto hemos realizado dos análisis sísmicos: uno del tipo **Estático** y un segundo del tipo **Dinámico**. A pesar de seguir distintos procedimientos, se espera llegar a resultados muy similares, pero siempre se priorizará al análisis dinámico por ser un análisis más preciso y detallado. Usaremos como referencia la **Norma E.030 del año 2018**, la cual es la vigente a la fecha de presentación de esta tesis.

4.1. Análisis Sísmico Estático:

Según lo establecido en la norma, el presente análisis consiste en representar las sollicitaciones sísmicas mediante un grupo de fuerzas horizontales que actúen en cada nivel de la edificación. Se procederá a determinar la cortante basal estática a la cual será sometida la estructura para poder compararla con la dinámica y, así, amplificar los valores del análisis dinámico.

Tabla 3. Descripción de los parámetros sísmicos

	Nombre	Valor	Descripción
Z	Factor de Zona	0.45	Correspondiente a los parámetros de sitio (Zona Z4), ubicado en la ciudad de Lima. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.
S	Factor de Suelo	1.00	Correspondiente a los parámetros de sitio (Suelo S1), roca o suelos muy rígidos
Tl	Período que define la plataforma del factor C.	0.40	Correspondiente a los parámetros de sitio (Suelo S1)
Tp	Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.	2.50	Correspondiente a los parámetros de sitio (Suelo S1)

C	Coeficiente de amplificación sísmica	1.110 (X) 1.047 (Y)	Calculado según el caso $T_p < T < T_L$. Los periodos se obtuvieron mediante análisis traslacional puro en las direcciones X e Y.
U	Factor de Uso	1.50	Correspondiente a la categoría A2, dado que es un edificio de educación superior
R	Factor de Reducción	6.00	Se asume una estructura configurada por muros de corte
P	Peso del Edificio	9715.77 Ton	Calculado en el software ETABS

En la norma podemos encontrar la expresión para el cálculo de la fuerza cortante basal de la estructura (V), en la cual se usarán parámetros que definimos previamente.

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \times P, \quad \frac{C}{R} \geq 0.11$$

Adicionalmente, calcularemos las fuerzas que actúan en cada entrepiso del edificio mediante la fórmula:

$$F_i = \alpha_i * V; \quad \text{donde: } \alpha_i = \frac{P_i * (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j * (h_j)^k}$$

Para cada dirección:

4.1.1. Fuerza Cortante Basal en el Eje X

Tabla 4. Cortante Basal en la dirección X

Análisis Estático X			
T (s)	0.895	S	1
Z	0.45	R	6
U	1.5	P	9,675.10
C	2.5*(Tp/T)	Vbasal (Ton)	1216.14
C	1.1173	C/R	0.186

Tabla 5. Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección X

Techo	Peso (ton)	H (m)	Hacum(m)	k	P*(Hacum^k)	α_i	Fi (ton)	
11	136.12	3.5	40.75	1.1975	11536.07	0.02948	35.85	
10	848.07	3.5	37.25	1.1975	64544.24	0.16495	200.61	
9	958.07	3.5	33.75	1.1975	64789.36	0.16558	201.37	
8	958.07	3.5	30.25	1.1975	56828.28	0.14523	176.63	
7	959.22	3.5	26.75	1.1975	49106.41	0.12550	152.63	
6	959.22	3.5	23.25	1.1975	41515.42	0.10610	129.03	
5	959.22	3.5	19.75	1.1975	34147.55	0.08727	106.13	
4	959.22	3.5	16.25	1.1975	27034.28	0.06909	84.02	
3	937.32	3.5	12.75	1.1975	19757.61	0.05049	61.41	
2	995.31	3.75	9.25	1.1975	14286.08	0.03651	44.40	
1	1005.27	5.5	5.5	1.1975	7742.25	0.01979	24.06	
					9,675.10	391287.56	1.00000	1216.14

4.1.2. Fuerza Cortante Basal en el Eje Y

Tabla 6. Cortante Basal en la dirección Y

Análisis Estático Y			
T (s)	0.948	S	1
Z	0.45	R	6
U	1.5	P	9,675.10
C	2.5*(Tp/T)	Vbasal (Tn)	1148.15
C	1.0549	C/R	0.176

Tabla 7. Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección Y

Techo	Peso (ton)	H (m)	Hacum(m)	k	P*(Hacum^k)	α_i	Fi (ton)	
11	136.12	3.5	40.75	1.224	12727.01	0.02986	34.282	
10	848.07	3.5	37.25	1.224	71038.27	0.16666	191.353	
9	958.07	3.5	33.75	1.224	71121.84	0.16686	191.578	
8	958.07	3.5	30.25	1.224	62201.91	0.14593	167.551	
7	959.22	3.5	26.75	1.224	53575.01	0.12569	144.313	
6	959.22	3.5	23.25	1.224	45125.25	0.10587	121.552	
5	959.22	3.5	19.75	1.224	36956.60	0.08670	99.548	
4	959.22	3.5	16.25	1.224	29107.34	0.06829	78.405	
3	937.32	3.5	12.75	1.224	21136.37	0.04959	56.934	
2	995.31	3.75	9.25	1.224	15153.60	0.03555	40.819	
1	1005.27	5.5	5.5	1.224	8100.04	0.01900	21.819	
					9,675.10	426243.23	1.00000	1148.153

4.2. Análisis Sísmico Dinámico

El análisis dinámico de nuestro edificio se realizó mediante el método de superposición espectral donde se representan las sollicitaciones sísmicas con un espectro de pseudo-aceleraciones, el cual fue insertado en el programa ETABS, para poder simular los efectos que causa el sismo en las direcciones X e Y. Este método combina los valores máximos de desplazamientos, aceleraciones y fuerzas internas, que también es conocido como combinación cuadrática completa CQC.

Asimismo, se obtendrán resultados más precisos que en el análisis estático y se buscará llegar a las dimensiones finales de los elementos estructurales tales como columnas, vigas y muros de corte del edificio. Así como, las fuerzas internas que nos servirán para el diseño de concreto armado de los elementos mencionados anteriormente.

4.2.1. Peso Sísmico

La masa de la estructura representa un papel importante en la dinámica de un edificio debido a las fuerzas de inercia que estas generan, por ello que la fuerza cortante basal será proporcional a la masa que consideremos en nuestro modelo, de ahí la importancia del metrado de cargas y la consideración de todos los detalles que puedan afectar a nuestros resultados.

Para la correcta asignación de cargas nos basaremos en lo indicado por la Norma E.020. Para este edificio se consideraron las siguientes sobrecargas para cada tipo de ambiente:

Tabla 8. Tabla de sobrecargas por ambiente

Ambiente	Sobrecarga (kg/m²)
Aulas, oficinas y baños	250
Laboratorios y sala de lectura	300
Hall, corredores y escalera	400
Depósito de libros	750
Azotea	100

Respecto a las cargas muertas, los pesos propios de los elementos los calcula el mismo programa tomando como referencia el peso específico del material definido, para las losas aligeradas se ha considerado un peso distribuido de 450 kg/m² que incluye piso terminado.

También consideraremos el peso ejercido por los tabiques que en el caso del piso típico estos tenían una altura de 2.80 m, un espesor de 15 cm y un peso específico de 1.8 tonf/m³. Por ello a continuación calcularemos el peso lineal de los tabiques:

$$w = 2.80 \times 0.15 \times 1.8 = 0.756 \text{ tonf/m}^2$$

Esta carga distribuida fue asignada en el modelo en su respectiva ubicación dada por la arquitectura del proyecto. Por otro lado, una carga importante se asignó en el cuarto de máquinas en la azotea, la cual concentra todo el peso del ascensor. Para este caso hemos considerado 1.00 tonf/m² en una losa maciza ubicada encima de la caja de ascensores.

Finalmente, el peso sísmico del edificio es definido por lo estipulado en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente como el 100% de la carga muerta + el 50 % de la carga viva + el 25% de la carga viva de la azotea. En la Tabla 9 se muestra el peso de cada planta y el ratio por metro cuadrado a modo de verificación.

Tabla 9. Peso sísmico de la edificación por cada techo

Techos	Masa tonf-s²/m	Peso (Ton)	Área (m²)	P/A (Ton/m²)
techo_azotea	13.88	136.12	220	
Techo 10	86.45	848.07	821.6	1.03
Techo 9	97.66	958.07	821.6	1.17
Techo 8	97.66	958.07	821.6	1.17
Techo 7	97.78	959.22	821.6	1.17
Techo 6	97.78	959.22	821.6	1.17
Techo 5	97.78	959.22	821.6	1.17
Techo 4	97.78	959.22	821.6	1.17
Techo 3	95.55	937.32	821.6	1.14
Techo 2	101.46	995.31	821.6	1.21
Techo 1	102.47	1005.27	767.2	1.31
Total			9675.10	

De la tabla mostrada, nótese que el P/A promedio es 1.17 en pisos típicos; sin embargo, en el techo 1 tenemos 1.31 debido a una reducción de área techada y en el techo 2 tenemos 1.21 debido a una gran sobrecarga proveniente del depósito de libros.

4.2.2. Verificación de Irregularidades

Para continuar con el análisis sísmico dinámico es importante confirmar las irregularidades de la estructura, dado que el tipo de Edificación es A2 y la zona en la que se encuentra ubicada es Z4, la norma no permite ningún tipo de irregularidad, ni en planta ni en altura. Por ello a continuación estudiaremos cada uno de los tipos probables de irregularidad.

4.2.2.1. Verificación en altura (Ia):

A continuación, verificaremos cada una de las posibles irregularidades.

4.2.2.1.1. Irregularidad de Rigidez – Piso Blando:

Según la norma E.030, “Existe la irregularidad de rigidez cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón de la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.” En las Tablas 10 y 11 se calculan las rigideces de entrepiso y se verifica que cumplan con las condiciones de la norma en cada eje.

Tabla 10. Análisis de irregularidad de piso blando e irregularidad extrema de rigidez Eje X.

Piso	Fuerza Entrepiso (Ton)	Despl. Relativo (m)	PISO BLANDO - X		
			Rigideces (Ton/m)	K lateral n < 0.7*K lateral n+1	K lateral n < 0.8*Prom. K lateral 3 pisos sup.
Techo 10	226.02	0.002594	87134.0		
Techo 9	381.29	0.002933	130013.7	1.49	
Techo 8	505.19	0.003286	153733.9	1.18	
Techo 7	610.63	0.003606	169320.0	1.10	1.37
Techo 6	703.16	0.00386	182188.7	1.08	1.21
Techo 5	784.53	0.00401	195665.7	1.07	1.16
Techo 4	855.17	0.004021	212687.4	1.09	1.17
Techo 3	913.69	0.003921	233028.7	1.10	1.18
Techo 2	964.22	0.003751	257053.4	1.10	1.20
Techo 1	997.49	0.003179	313820.2	1.22	1.34

Tabla 11. Análisis de irregularidad de piso blando e irregularidad extrema de rigidez Eje Y.

Piso	Fuerza Entrepiso (Ton)	Despl. Relativo (m)	PISO BLANDO - Y		
			Rigideces (Ton/m)	K lateral n < 0.7*K lateral n+1	K lateral n < 0.8*Prom. K lateral 3 pisos sup.
Techo 10	233.22	0.003768	61897.3		
Techo 9	397.11	0.003984	99684.0	1.61	
Techo 8	506.59	0.004152	122014.3	1.22	
Techo 7	585.82	0.004255	137673.6	1.13	1.46
Techo 6	651.69	0.004262	152912.9	1.11	1.28
Techo 5	714.89	0.004155	172053.5	1.13	1.25
Techo 4	779.91	0.003893	200339.3	1.16	1.30
Techo 3	843.33	0.003627	232517.8	1.16	1.33
Techo 2	904.14	0.003188	283627.0	1.22	1.41
Techo 1	945.84	0.002445	386906.0	1.36	1.62

Se puede observar en las tablas de ambas direcciones, que la relación de la rigidez de un piso entre la del piso inmediato superior es mayor que 0.7. Asimismo, observamos que la relación de la deriva de un piso entre el promedio de los 3 pisos superiores es mayor que 0.8. Por lo que se concluye que **no hay irregularidad por piso blando, ni irregularidad de piso blando extremo.**

4.2.2.1.2. Análisis de irregularidad de resistencia

La Norma E.030, indica lo siguiente: “Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior” e Irregularidad Extrema de Resistencia Existe cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Es importante mencionar que la Resistencia a fuerzas cortantes de un piso, se refiere a la resistencia a corte de todos los elementos verticales que resisten solicitaciones sísmicas.

La determinación de la Resistencia de un entrepiso no es sencilla de obtener y depende de que el edificio ya se encuentre diseñado dado que se necesita conocer el armado del acero en los elementos estructurales.

El proceso que se expondrá a continuación es una formulación simplificada que sirve para la comparación de resistencia entre los pisos. En la Tabla 12 se colocará un diseño preliminar en columnas y muros de concreto del edificio, dividido en 03 bloques:

Tabla 12. *Diseño Preliminar de Columnas y Muros*

ELEMENTO ESTRUCTURAL	COLUMNAS		MUROS	
	X	Y	X	Y
Bloque 1 Pisos 1 - 3	bw=50cm - L=80cm Ref. Horiz. 3/8" @.15 (4 ramas)	bw=80cm - L=50cm Ref. Horiz. 3/8" @.15 (4 ramas)	bw=30cm - L=28.90m Ref. Horiz.3/8" @.15 (2 mallas)	bw=30cm - L=12.80m Ref. Horiz. 3/8" @.15 (2 mallas)
Bloque 2 Pisos 4 - 7	bw=50cm - L=80cm Ref. Horiz. 3/8" @.15 (4 ramas)	bw=80cm - L=50cm Ref. Horiz. 3/8" @.15 (4 ramas)	bw=30cm - L=28.90m Ref. Horiz. 3/8" @.20 (2 mallas)	bw=30cm - L=12.80m Ref. Horiz. 3/8" @.20 (2 mallas)
Bloque 3 Pisos 8 - 10	bw=50cm - L=80cm Ref. Horiz. 3/8" @.15 (4 ramas)	bw=80cm - L=50cm Ref. Horiz. 3/8" @.15 (4 ramas)	bw=30cm - L=28.90m Ref. Horiz.3/8" @.20 (2 mallas)	bw=30cm - L=12.80m Ref. Horiz. 3/8" @.20 (2 mallas)

Se calcula la Resistencia del Concreto mediante la siguiente expresión:

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

Se calcula la Resistencia del Acero mediante la siguiente expresión:

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

Siendo “s” la separación de los estribos en la zona confinada.

La resistencia se calculará como la suma de la resistencia a corte del concreto y del acero de todas las columnas y placas en la dirección analizada:

$$V_n = V_c + V_s$$

A continuación, se presentan las Tabla 13 y 14 donde se muestra el cálculo de la Resistencia por bloques de diseño de columnas y placas en la dirección X:

Tabla 13. *Diseño Preliminar de Columnas*

DIRECCIÓN X - COLUMNAS								
Piso	Cant. Columnas	bw (cm)	d (cm)	As (cm²)	s (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Vn columnas
1	13	50	75	2.84	10	28.80	89.46	1537.40
4	13	50	75	2.84	10	28.80	89.46	1537.40
7	13	50	75	2.84	10	28.80	89.46	1537.40

Tabla 14. *Diseño Preliminar de Muros*

DIRECCIÓN X - PLACAS								
Piso	Cant. Muros	bw (cm)	d (cm)	As (cm²)	s (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Vn placas
1	1	30	2312	1.42	15	532.71	919.25	1451.97
4	1	30	2312	1.42	20	532.71	689.44	1222.15
7	1	30	2312	1.42	20	532.71	689.44	1222.15

Se obtienen las resistencias en la dirección X:

Tabla 15. *Diseño Preliminar de Muros*

Bloque	Vn (Ton)	Ratio
Bloque 1 – 3	2989.37	
Bloque 4 - 7	2759.55	92.31%
Bloque 8 - 10	2759.55	100.00%

De la Tabla N°15, se tiene que la resistencia de un entrepiso es mayor que el 80% de un piso superior y también mayor que el 65%, por lo que se concluye que no se tiene Irregularidad de Resistencia ni Irregularidad Extrema de Resistencia en la dirección X.

El mismo procedimiento se realiza para la dirección Y:

Tabla 16. *Diseño Preliminar de Columnas*

DIRECCIÓN Y - COLUMNAS								
Piso	Cant. Columnas	bw (cm)	d (cm)	As (cm²)	s (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Vn columnas
1	13	80	45	2.84	10	27.65	53.68	1057.23
4	13	80	45	2.84	10	27.65	53.68	1057.23
7	13	80	45	2.84	10	27.65	53.68	1057.23

Tabla 17. *Diseño Preliminar de muros*

DIRECCIÓN Y - PLACAS								
Piso	Cant. Muros	bw (cm)	d (cm)	As (cm²)	s (cm)	Vc (Ton)	Vs (Ton)	Vn placas
1	1	30	2688	1.42	15	619.35	1068.75	1688.10
4	1	30	2688	1.42	20	619.36	801.56	1420.91
7	1	30	2688	1.42	20	619.35	801.56	1420.91

Se obtienen las resistencias en la dirección Y:

Tabla 18. *Diseño Preliminar de Muros*

Bloque	Vn (Ton)	Ratio
Bloque 1 – 3	2745.33	
Bloque 4 - 7	2478.14	90.27%
Bloque 8 - 10	2478.14	100.00%

De la Tabla 18, la resistencia de un entrepiso es mayor que el 80% de un piso superior y también mayor que el 65%, por lo que se concluye que no existe irregularidad de piso débil, ni débil extrema.

4.2.2.1.3. Irregularidad de Masa o Peso

Esta irregularidad se presenta cuando “el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente” y esto se verifica en la siguiente tabla:

Tabla 19. *Irregularidad de Masa de la edificación*

Techos	UX (tonf-s²/m)	Peso (Ton)	Ratio
Techo 10	86.45	848.07	
Techo 9	97.66	958.07	1.13
Techo 8	97.66	958.07	1.00
Techo 7	97.78	959.22	1.00
Techo 6	97.78	959.22	1.00
Techo 5	97.78	959.22	1.00
Techo 4	97.78	959.22	1.00
Techo 3	95.55	937.32	0.98
Techo 2	101.46	995.31	1.06
Techo 1	102.47	1005.27	1.01

De las tablas anteriores se concluye que no se cuenta con irregularidad de masa o peso.

4.2.2.1.2. Irregularidad Geométrica Vertical

El edificio tiene elementos sismorresistentes verticales continuos y con secciones constantes en toda su altura. Por lo que se concluye que no presenta irregularidad Geométrica vertical.

En conclusión, dado el análisis de cada uno de los casos de irregularidad, se concluye que la estructura es **REGULAR EN ALTURA**, por lo que se obtiene: **Ia = 1.00**

4.2.2.2. Irregularidades estructurales en planta (Ip)

A continuación, verificaremos cada una de las posibles irregularidades.

4.2.2.2.1. Irregularidad torsional

Según la NTE 0.30 existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso de un extremo del edificio en esta dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga.

Este criterio solo aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible de derivas máximas para el tipo de estructura (concreto armado), de la tabla de derivas concluimos que, si requieren análisis, por ello iremos a analizar esta irregularidad directamente.

Tabla 20. Irregularidad de torsional en el eje X del Caso "Sismo +X"

Piso	Caso de Carga	Deriva máx. inelástica (Por 1000)	Deriva prom. inelástica (por 1000)	$\frac{Deriva\ max}{Deriva\ prom}$	Verificación
Techo 10	Sismo +X	3.371	3.186	1.058	Regular
Techo 9	Sismo +X	3.798	3.614	1.051	Regular
Techo 8	Sismo +X	4.266	4.073	1.048	Regular
Techo 7	Sismo +X	4.707	4.509	1.044	Regular
Techo 6	Sismo +X	5.072	4.869	1.042	Regular
Techo 5	Sismo +X	5.315	5.117	1.039	Regular
Techo 4	Sismo +X	5.382	5.198	1.035	Regular
Techo 3	Sismo +X	5.202	5.040	1.032	Regular
Techo 2	Sismo +X	4.622	4.491	1.029	Regular
Techo 1	Sismo +X	2.664	2.601	1.024	Regular

Tabla 21. Irregularidad de torsional en el eje X del Caso "Sismo -X"

Piso	Caso de Carga	Deriva máx. inelástica (Por 1000)	Deriva prom. inelástica (por 1000)	$\frac{Deriva\ max}{Deriva\ prom}$	Verificación
Techo 10	Sismo -X	3.371	3.186	1.058	Regular
Techo 9	Sismo -X	3.798	3.614	1.051	Regular
Techo 8	Sismo -X	4.266	4.073	1.048	Regular
Techo 7	Sismo -X	4.707	4.509	1.044	Regular
Techo 6	Sismo -X	5.072	4.869	1.042	Regular
Techo 5	Sismo -X	5.315	5.117	1.039	Regular
Techo 4	Sismo -X	5.382	5.198	1.035	Regular
Techo 3	Sismo -X	5.202	5.040	1.032	Regular
Techo 2	Sismo -X	4.622	4.491	1.029	Regular
Techo 1	Sismo -X	2.664	2.601	1.024	Regular

Tabla 22. Irregularidad de torsional en el eje Y del Caso "Sismo +Y"

Piso	Caso de Carga	Deriva máx. inelástica (Por 1000)	Deriva prom. inelástica (por 1000)	$\frac{Deriva\ max}{Deriva\ prom}$	Verificación
Techo 10	Sismo +Y	4.950	4.779	1.036	Regular
Techo 9	Sismo +Y	5.216	5.036	1.036	Regular
Techo 8	Sismo +Y	5.468	5.274	1.037	Regular
Techo 7	Sismo +Y	5.643	5.441	1.037	Regular
Techo 6	Sismo +Y	5.706	5.504	1.037	Regular
Techo 5	Sismo +Y	5.621	5.423	1.037	Regular
Techo 4	Sismo +Y	5.351	5.162	1.037	Regular
Techo 3	Sismo +Y	4.833	4.662	1.037	Regular
Techo 2	Sismo +Y	3.960	3.825	1.035	Regular
Techo 1	Sismo +Y	2.070	1.998	1.036	Regular

Tabla 23. Irregularidad de torsional en el eje Y del Caso “Sismo -Y”

Piso	Caso de Carga	Deriva máx. inelástica (Por 1000)	Deriva prom. inelástica (por 1000)	$\frac{Deriva\ max}{Deriva\ prom}$	Verificación
Techo 10	Sismo -Y	4.950	4.779	1.036	Regular
Techo 9	Sismo -Y	5.216	5.036	1.036	Regular
Techo 8	Sismo -Y	5.468	5.274	1.037	Regular
Techo 7	Sismo -Y	5.643	5.441	1.037	Regular
Techo 6	Sismo -Y	5.706	5.504	1.037	Regular
Techo 5	Sismo -Y	5.621	5.423	1.037	Regular
Techo 4	Sismo -Y	5.351	5.162	1.037	Regular
Techo 3	Sismo -Y	4.833	4.662	1.037	Regular
Techo 2	Sismo -Y	3.960	3.825	1.035	Regular
Techo 1	Sismo -Y	2.070	1.998	1.036	Regular

De las tablas anteriores se verifica que no existe irregularidad torsional, por lo que se infiere que tampoco irregularidad torsional extrema.

Análisis de la Ubicación del centro de Rigidez y Centro de Masas

Se procedió a ubicar la posición del Centro de Rigidez y Centro de masas, y se calculó la distancia entre ellos, resultando la distancia más crítica en el segundo techo la cual es de 0.441 m. Esto ocurre dado que en el segundo techo se ubica el área de depósito de libros que se compone de una losa maciza de 30 cm de espesor, donde la sobrecarga es de 750 kg/m². A continuación, se presenta la ubicación del centro de rigidez y centro de masas y la distancia entre ambos centros, por piso.

Tabla 24. Ubicación y distancia de los Centros de Rigidez y Centro de Masas por piso

	XCM	YCM	XCR	YCR	ΔX	ΔY	Distancia entre centros
TECHO 10	19.29	10.76	19.52	10.55	0.231	-0.209	0.312
TECHO 9	19.38	10.71	19.52	10.55	0.144	-0.162	0.217
TECHO 8	19.38	10.71	19.53	10.56	0.146	-0.158	0.215
TECHO 7	19.40	10.71	19.53	10.56	0.130	-0.151	0.200
TECHO 6	19.40	10.71	19.53	10.57	0.131	-0.142	0.193
TECHO 5	19.40	10.71	19.53	10.58	0.131	-0.130	0.184
TECHO 4	19.40	10.71	19.53	10.60	0.133	-0.111	0.173
TECHO 3	19.26	10.70	19.53	10.63	0.273	-0.069	0.281
TECHO 2	19.61	11.07	19.54	10.68	-0.067	-0.389	0.395
TECHO 1	19.49	10.81	19.55	10.77	0.054	-0.033	0.063

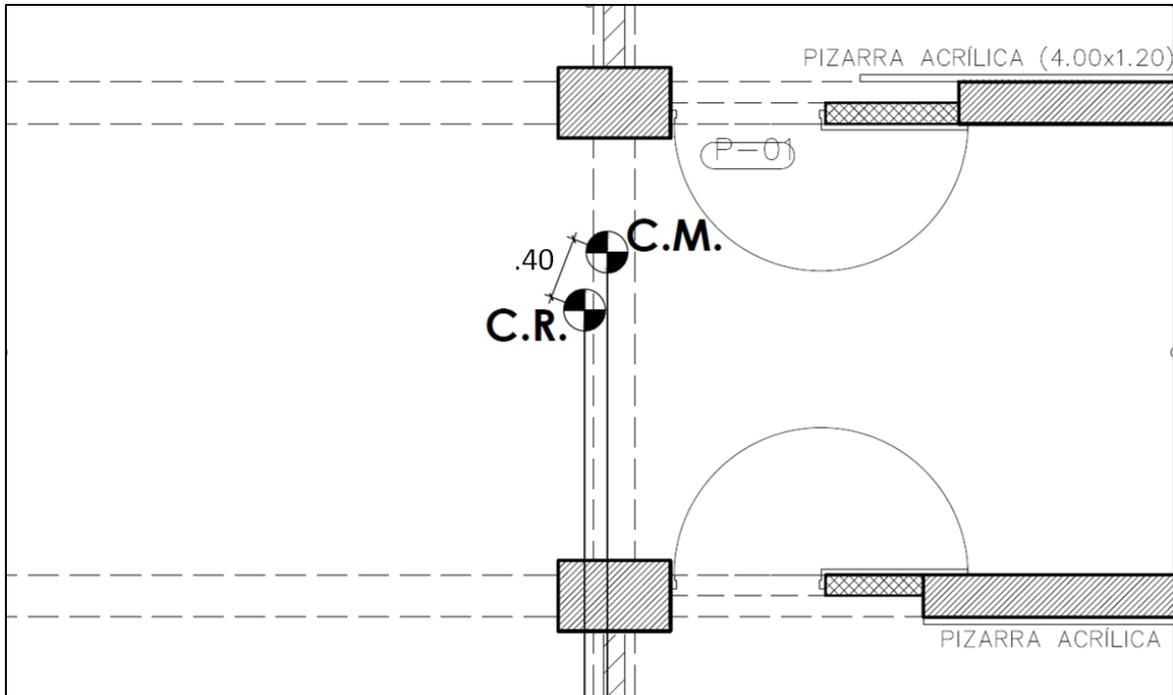


Figura 4. Distancia más crítica entre el centro de rigidez y centro de masas

4.2.2.2.2. Esquinas entrantes

La estructura en planta es simétrica de forma rectangular, no posee esquinas entrantes, por lo que se concluye que no existe este tipo de irregularidad en la estructura.

4.2.2.2.3. Discontinuidad del diafragma

Los diafragmas de la estructura son continuos y no poseen variaciones ni aberturas importantes por lo que se concluye que no existe este tipo de irregularidad.

4.2.2.2.4. Sistemas no paralelos

Los ejes principales de la estructura están dados en dos direcciones (X e Y), son perpendiculares entre sí, por lo que se concluye que no existe este tipo de irregularidad.

Por lo analizado anteriormente se concluye que la estructura es regular en planta, por lo que se obtiene: **$I_p = 1.00$**

Finalmente, ya que $I_a=1.00$ e $I_p=1.00$, verificamos que la estructura es completamente regular, por lo que **$R=6$** y con ese dato podemos proceder a calcular los coeficientes para el espectro dinámico.

4.2.3. Espectro de diseño – Casos de carga

Procedemos a calcular la aceleración espectral para cada las direcciones horizontales.

Tabla 25. Parámetros sísmicos del edificio según la NTE 0.30

Z	0.45
S	1.00
U	1.50
R	6.00
Tp (s)	0.40
Tl (s)	2.50

El espectro dinámico es una función que depende del período natural de la estructura, primero calcularemos el factor de amplificación C mediante la siguiente fórmula:

$$C_{(T)} = 2.5 \frac{T_p}{T} \leq 2.50$$

De los factores anteriores se graficará el período versus la pseudo-aceleración espectral (Sa) mediante la siguiente ecuación basada en la Norma E.030:

$$S_a = \frac{ZUSC_{(T)}}{R} g$$

Tabla 26. Valores de aceleración espectral

T (s)	C	Sa (g)	Sa (m/s ²)
0.00	2.50	0.28	2.76
0.40	2.50	0.19	1.84
0.90	1.11	0.13	1.23
1.00	1.00	0.11	1.10
1.20	0.83	0.09	0.92
1.80	0.56	0.06	0.61
2.00	0.50	0.06	0.55
2.40	0.42	0.05	0.46
2.50	0.37	0.04	0.41
2.80	0.32	0.04	0.35
3.00	0.28	0.03	0.31

La Tabla 26 define el espectro de diseño la que será ingresado al programa como una función de espectro de respuesta y en base a ello trabajaremos con el modelo.

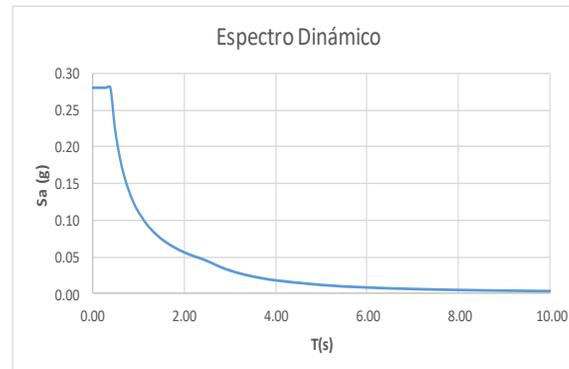


Figura 5. Espectro de aceleraciones espectrales de diseño

4.2.4. Modelo estructural del edificio en ETABS

A lo largo del proceso de diseño se hizo lo posible por modelar la estructura lo más parecido a su estructuración real, lo podemos ver en la Figura 6, se muestra el modelo en tres dimensiones utilizando en el software Etabs v.19.0.0.

Las principales características del modelo son las siguientes:

- Se definió el material, el cual fue el concreto armado con propiedades mecánicas: $f'c=210$ Kg/cm², $E= 2.17 \times 10^5$ Kg/cm²; $f'c=280$ Kg/cm², $E= 2.51 \times 10^5$ Kg/cm² y módulo de poisson = 0.15.
- Se utilizó el comando FRAME para el modelado de columnas y vigas.
- Se modelaron las losas macizas y aligeradas como elemento tipo MEMBRANE, ya que estos elementos reciben cargas perpendiculares a sus planos.
- Se modelaron los muros (placas) como elementos tipos SHELL, ya que estos elementos reciben cargas coplanares.
- Se definieron los pesos de la estructura como carga muerta y carga viva.
- Se definieron los paquetes de cargas de acuerdo a la estructura, y después según el tipo de carga se amplificó para obtener las cargas últimas.

- Se consideró la masa de la estructura con principios de cargas de gravedad. Según lo indicado en la norma se asignó un 100% de carga muerta, 50% de carga viva y 25% de carga viva de la azotea.
- Se asignó un diafragma rígido a cada piso con el fin de obtener deformaciones laterales iguales en cada piso, Cada diafragma posee 3 grados de libertad.
- El espectro de aceleraciones fue definido del espectro de la norma, este será usado para el análisis dinámico.
- Se definió para cada dirección, X e Y, dos casos sísmicos. Se consideró una excentricidad accidental de 5%.
- Se verificó que exista un adecuado dibujo de la estructura para obtener resultados correctos.
- Se compararon las fuerzas cortantes en la base de los análisis dinámico y estático.
- Se definieron cargas de diseño para cada elemento estructural.

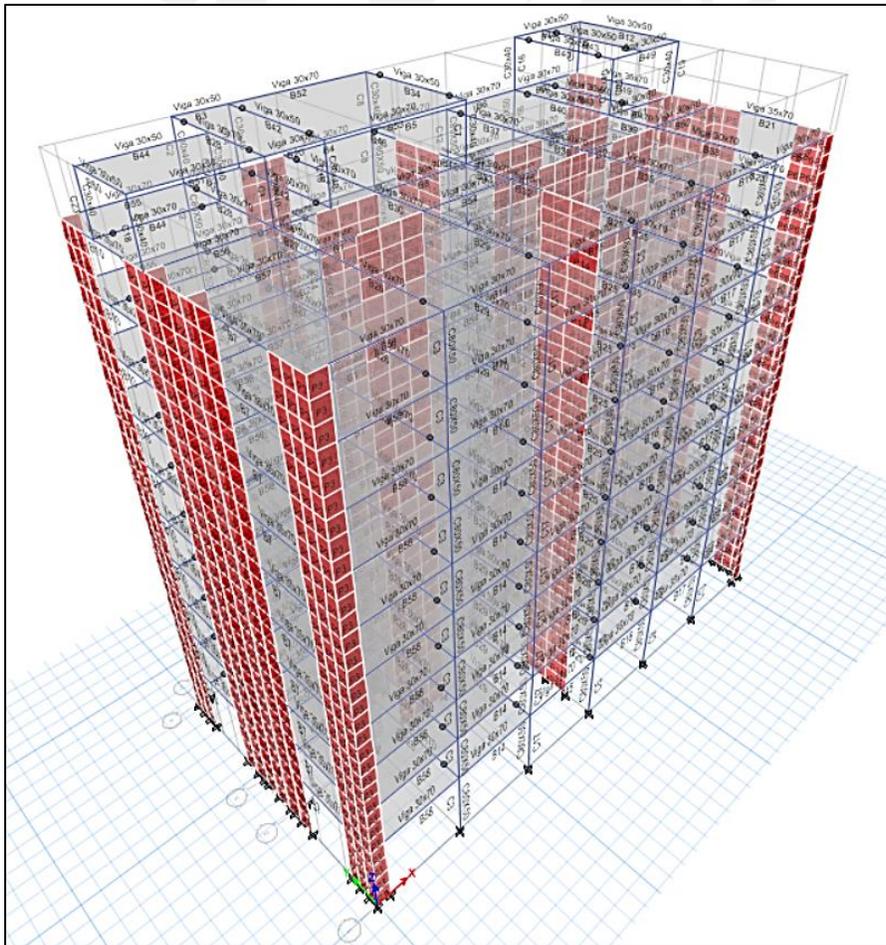


Figura 6. Vista tridimensional del modelo en ETABS versión 19.0.0

4.3. Resultados finales del Análisis Dinámico

Ya habiendo terminado de modelar la estructura en el programa y realizado el análisis modal espectral revisaremos los resultados y verificaremos que las fuerzas cortantes de los elementos estructurales cumplan con lo esperado por el tipo de sistema estructural asumido (sistema de muros de corte) y se calcularán las juntas de separación entre edificios.

4.3.1. Modos y Frecuencias de la estructura

El edificio está constituido por 10 pisos, dentro de los cuales cada diafragma rígido posee 3 grados de libertad, lo que hace un total de 30 modos de vibración. La importancia de estos modos dependerá de acuerdo al porcentaje de masa participativa que tenga cada uno, en la siguiente tabla mostraremos los modos más importantes por lo que limitaremos su alcance hasta el modo 9 por temas de practicidad.

Tabla 27. Tabla de modos resultantes y masa participativa

Mode	Period (sec)	UX	UY	RZ
1	0.959	0.0002	0.7280	0.0010
2	0.901	0.7815	0.0002	0.0029
3	0.716	0.0036	0.0013	0.7277
4	0.547	0.0000	0.0153	0.0047
5	0.329	0.0000	0.0068	0.0052
6	0.288	0.0249	0.0035	0.0085
7	0.286	0.0448	0.0024	0.0005
8	0.242	0.0563	0.0004	0.0002
9	0.234	0.0001	0.1495	0.0000

Nótese que en la Tabla 27, se colocó los periodos con un análisis tridimensional, y no en análisis traslacional puro como inicialmente se planteó en el análisis estático. Cabe señalar, que los periodos en ambos análisis (unidimensional y tridimensional) son muy similares.

Para la dirección X:

- El periodo perteneciente a este es el modo 2, donde el periodo es $T_x = 0.907$ seg, con un porcentaje de masa participativa de 78.23%.

- De esta manera tendríamos $C_x = 2.5 * (0.4) / 0.907 = 1.103$

Para la dirección Y:

- El periodo perteneciente a este es el modo 1 donde el periodo es $T_y = 0.966$ seg, con un porcentaje de masa participativa de 72.84%.

- De esta manera tendríamos $C_y = 2.5 * (0.4) / 0.966 = 1.035$

4.3.2. Cortante Basal Dinámica y Factores de escala

La norma menciona que el valor de la fuerza cortante en la base obtenida del análisis dinámico debe ser como mínimo el 80% de la fuerza obtenida en el análisis estático en estructuras regulares y 90% en estructuras irregulares.

Del software ETABS:

- Para la dirección X:
 $V_x = 997.55$ Ton
- Para la dirección Y:
 $V_y = 945.92$ Ton

A continuación, se compararán los valores obtenidos en ambos análisis.

Tabla 28. Cálculo de factor de escalamiento

		C	V Din	V Est	80% Estático	$V_{din} > 80\% * V_{est}$	Factor de Escala
T_x	0.895	1.117	997.55	1216.14	972.92	OK	1.00
T_y	0.948	1.055	945.92	1148.15	918.52	OK	1.00

De acuerdo a los resultados obtenidos en la tabla anterior, la fuerza cortante en el eje X e Y cumplen con ser como mínimo el 80% de la estática, por lo que no se necesitará amplificar las fuerzas en los ejes.

4.3.3. Control de derivas de entrepiso

Según norma tenemos que multiplicar por $0.75 \cdot R$ a los desplazamientos laterales, obtenidos en el análisis lineal y elástico de las solicitaciones sísmicas reducidas. Posteriormente, se define el concepto de deriva al valor que se obtiene del cociente del máximo desplazamiento relativo de entre piso entre la altura de entrepiso debido a solicitaciones sísmicas. Estas derivas se limitan a un valor máximo dependiendo del material predominante, en nuestro caso el concreto; por lo que, el valor máximo aceptado es 0.007.

Tabla 29. *Tabla de desplazamientos laterales en X*

Piso	Altura entre piso (m)	Fuerza Entrepiso (Ton)	Despl. CM (m)	Desplazamiento Inelástico (mm)	Despl. Relativo (m)	Deriva Elástica (por mil)	Deriva inelástica=Deriva Elástica*0.75*R
Techo 10	3.50	226.02	0.03407	153.33	0.00242	0.69	3.12
Techo 9	3.50	381.29	0.03165	142.43	0.00269	0.77	3.46
Techo 8	3.50	505.19	0.02896	130.32	0.00305	0.87	3.93
Techo 7	3.50	610.63	0.02591	116.58	0.00341	0.97	4.38
Techo 6	3.50	703.16	0.02250	101.23	0.00372	1.06	4.78
Techo 5	3.50	784.53	0.01878	84.51	0.00393	1.12	5.06
Techo 4	3.50	855.17	0.01485	66.81	0.00402	1.15	5.17
Techo 3	3.50	913.69	0.01083	48.73	0.00390	1.11	5.02
Techo 2	3.75	964.22	0.00693	31.17	0.00375	1.00	4.50
Techo 1	5.50	997.49	0.00318	14.31			

Tabla 30. *Tabla de desplazamientos laterales en Y*

Piso	Altura entrepiso (m)	Fuerza Entrepiso (Ton)	Despl. CM (m)	Desplazamiento Inelástico (mm)	Despl. Relativo (m)	Deriva Elástica (por mil)	Deriva inelástica=Deriva Elástica*0.75*R
Techo 10	3.50	233.22	0.03709	166.89	0.00363	1.04	4.67
Techo 9	3.50	397.11	0.03346	150.55	0.00380	1.09	4.88
Techo 8	3.50	506.59	0.02966	133.46	0.00398	1.14	5.12
Techo 7	3.50	585.82	0.02568	115.54	0.00412	1.18	5.30
Techo 6	3.50	651.69	0.02155	96.99	0.00419	1.20	5.39
Techo 5	3.50	714.89	0.01736	78.13	0.00416	1.19	5.34
Techo 4	3.50	779.91	0.01321	59.42	0.00397	1.14	5.11
Techo 3	3.50	843.33	0.00923	41.54	0.00361	1.03	4.64
Techo 2	3.75	904.14	0.00562	25.29	0.00318	0.85	3.81
Techo 1	5.50	945.84	0.00244	10.99			

Notamos que las derivas de entrepiso en X e Y no superan el valor de 0.007. Por ende, se cumple con las exigencias de desplazamientos de entrepiso permisibles, asimismo notamos que hay un ligero mayor desplazamiento de centros de masa en el eje X que en el eje Y, esto debido a que la estructura tiene mayor libertad de movimiento en ese eje, es un resultado esperado.

4.3.4. Verificación de sistema estructural asumido

Dado que asumimos que el sistema estructural era de muros estructurales, es momento de verificar según la norma que la fuerza sísmica que deben soportar estos muros debe ser por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.

Tabla 31. *Porcentajes de cortante basal por tipos de elemento vertical en el eje X*

DIN X			Vbasal din
Muros	926.80	93%	997.55
Columnas	70.75	7%	

Tabla 32. *Porcentajes de cortante basal por tipos de elemento vertical en el eje Y*

DIN Y			Vbasal din
Muros	931.47	98%	945.92
Columnas	14.45	2%	

Con ello se corrobora que es un sistema estructural de muros de corte dado que en ambos ejes la cortante que toman los muros supera el 70%.

4.4. Junta de separación sísmica

Toda estructura debe estar separada de las colindantes una distancia mínima “s” con el fin de evitar un contacto durante un evento sísmico. Los valores deben estar entre:

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

$$s > 2/3 \text{ de la suma de desplazamientos adyacentes.}$$

$$s = 0.006 * h \text{ (h y s en centímetros)}$$

Se debe tomar el mayor de todos estos.

$$S = 0.006 * 4075 = 24.45 \text{ cm}$$

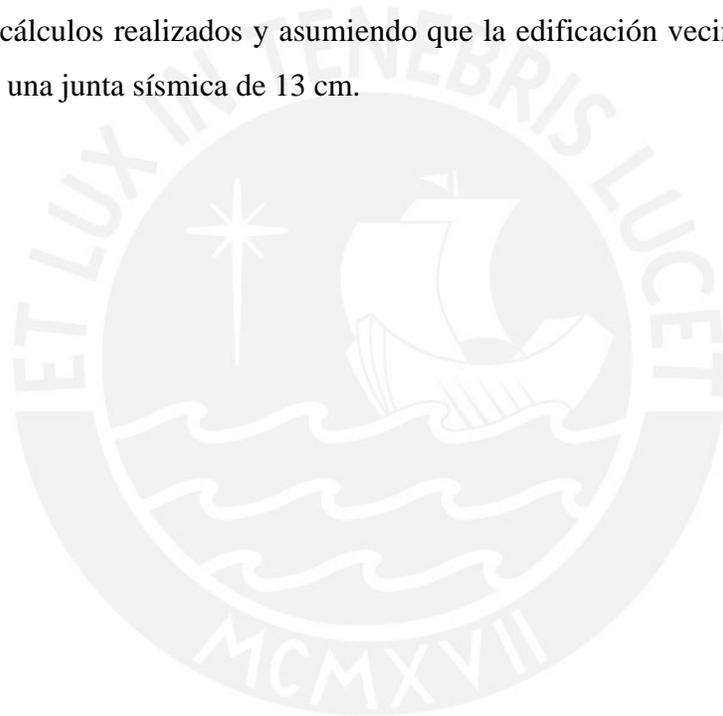
Asimismo, la norma indica que el edificio se debe separar de los límites de propiedad adyacentes de edificios construidos o por construir a $2/3$ del desplazamiento máximo o $s/2$.

$$\text{Desplazamiento real} = 4.26 * 0.75 * 6 = 19.17 \text{ cm}$$

$$\text{Separación} = 2/3 * 19.17 = 12.78 \text{ cm}$$

$$\text{Separación} = 24.45 * 0.5 = 12.23 \text{ cm}$$

Basándonos en los cálculos realizados y asumiendo que la edificación vecina haya dejado junta sísmica, se opta por una junta sísmica de 13 cm.



Capítulo 5: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

El material que definimos es concreto armado, un material mixto compuesto de concreto y acero que tienen un buen desempeño ante los efectos sísmicos propios de nuestro contexto. Con el objetivo de optimizar el diseño, se definieron 03 bloques de análisis, clasificados del piso 01 al 03, del 04 al 07 y del 08 al 10.

Cabe resaltar que se aplicará el diseño por resistencia, de esta manera nuestro objetivo será calcular la cantidad de refuerzo de las secciones de cada elemento estructural de acuerdo a lo analizado en los capítulos previos y siguiendo las combinaciones estipuladas en la Norma E0.60 Diseño en concreto armado.

5.1. Diseño de losas

Es a partir de las losas que comienza la transmisión de cargas de gravedad a los demás elementos de la edificación hasta llegar a los cimientos, por ello se tendrá como objetivo que estos elementos puedan cumplir efectivamente su función.

Al igual que las vigas, las losas en general estarán sometidas básicamente a esfuerzos por flexión y con importantes fuerzas cortantes que tenemos que considerar, cabe resaltar para estas últimas fuerzas, que las losas no cuentan con elementos de confinamiento como son los estribos, es por ello que tenemos que asegurarnos que sea el concreto quien resista este tipo de fuerzas.

5.1.1. Parámetros para el diseño de losas aligeradas

Las losas aligeradas suelen analizarse y diseñarse considerando cada vigueta del aligerado como una viga de sección T con ancho del ala superior 40 cm, ancho del alma 10cm, altura del ala superior 5cm, y como ya se justificó anteriormente la altura total de la vigueta es de 25 cm. Tal como se muestra en la Figura 7:

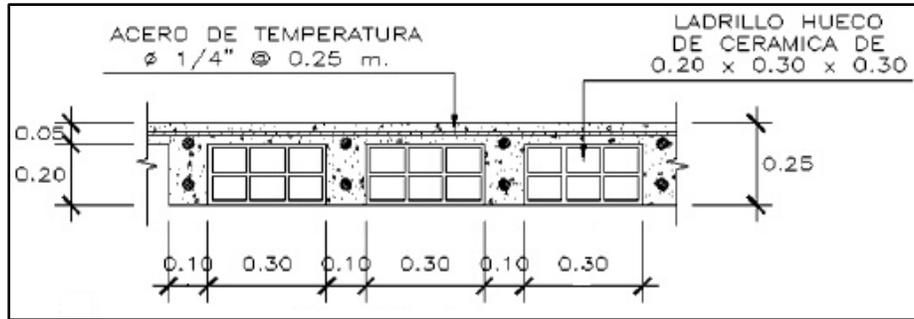


Figura 7. Sección transversal de la losa aligerada

5.1.2. Análisis estructural de losas aligeradas

En el análisis estructural las losas se suelen considerar como simplemente apoyadas cuando descansan sobre vigas, placas o muros estructurales (de manera perpendicular). La acción del sismo, se suele despreciar y la combinación de carga más apropiada es: $1.4CM + 1.7CV$. En los pisos típicos el aligerado presenta grandes luces, para el caso del aligerado ubicado entre los ejes A-G/1-2, el cual tiene luces libres de 6.55 m en sus extremos y 6.10 m en el interior.

Para el diseño, se utilizará las fórmulas de diseño por resistencia, en este caso aplicado a elementos en flexión pura donde el momento nominal M_n reducido por el factor ϕ será mayor o igual que el momento producido por las solicitaciones en estado último (M_u): $M_u \leq \phi M_n$.

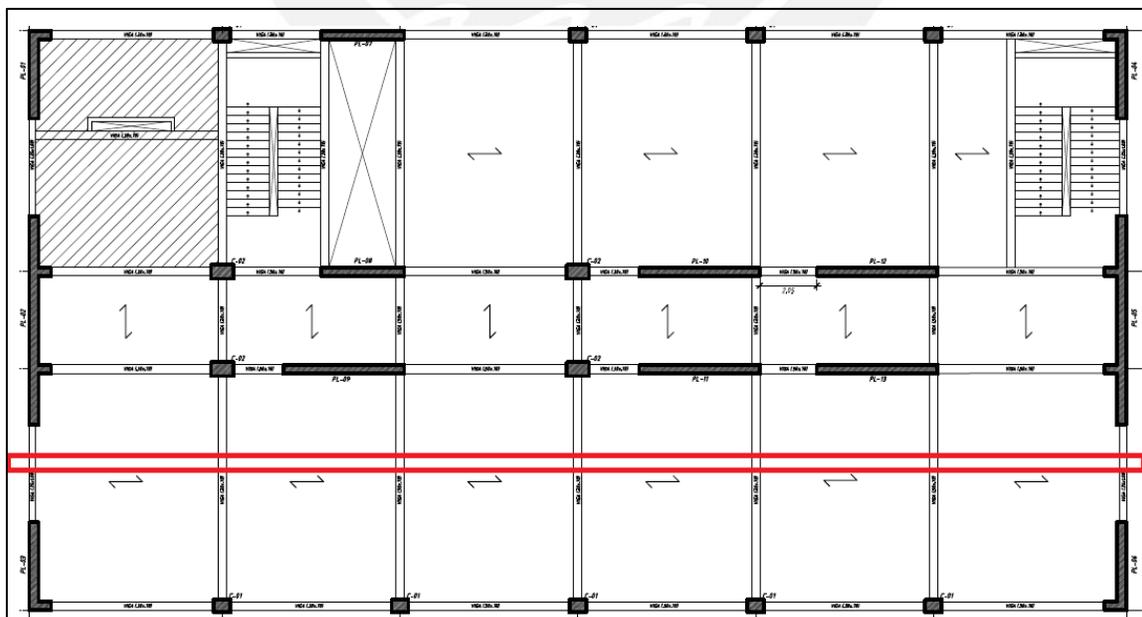


Figura 8. Tramo de losa aligerada a diseñar.

Metrado de cargas:

- Peso propio= 350 kg/m² x 0.40 m = 140 kg/m
- Piso terminado= 100 kg/m² x 0.40 m = 40 kg/m

Carga muerta = 180 kg/m

- Sobrecarga= 250 kg/m² x 0.40 m = 100 kg/m

Carga última = 1.40 x 180 kg/m + 1.70 x 100 kg/m = 422 kg/m

El modelo estructural se muestra a continuación:

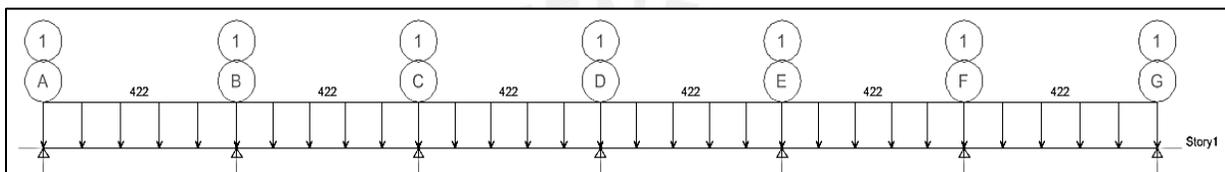


Figura 9. Modelo estructural con carga última

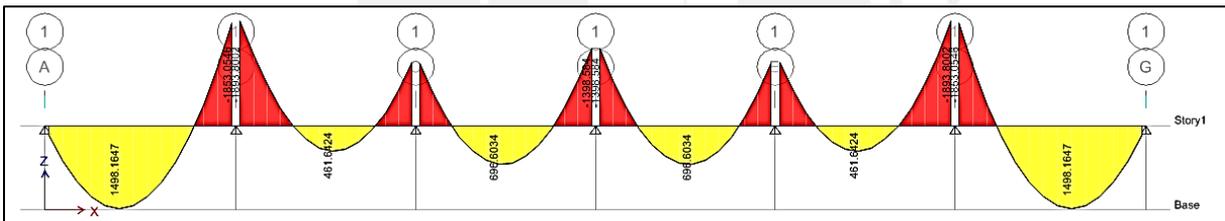


Figura 10. Diagrama de momentos flectores de la losa cargada en su totalidad

5.1.3. Diseño en concreto armado de losas aligeradas

A partir del diagrama de momentos flectores, procederemos a calcular el acero para cada una de las secciones críticas de la vigueta.

El acero mínimo y máximo se calculó de la siguiente manera:

As mínimo positivo y negativo:

$$As_{min+} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy} * bw * d, \quad As_{min-} = \frac{1.2 * (\frac{Ig}{yt}) * fr}{0.90 * fy * 0.95d}$$

Siendo:

bw: Ancho del alma (0.10 m)

Ig: Momento de inercia de la sección sin acero, en nuestro caso es 22708 cm⁴

yt: Dist. vertical entre la fibra extrema superior del ala y el centroide de la sección. (8.75 cm)

A partir de ello se tiene que $A_{s \text{ min}+}=0.53 \text{ cm}^2$ y $A_{s \text{ min}-}=1.14 \text{ cm}^2$

Luego, calculamos el A_s balanceado:

$$A_{sb} = \frac{0.85 f'c}{f_y} * [(bf - bw)hf + ab * bw]$$

De acuerdo al artículo 10.3.4 de Norma E.060, indica que la cantidad de acero máximo es calculada como el 75% del área de acero que produce la falla balanceada en la sección (A_{sb}).

$A_{s \text{ máx}+} = 0.75 \times A_{sb+} = 0.75 * 14.73 = 11.05 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ máx}-} = 0.75 \times A_{sb-} = 0.75 * 6.233 = 4.68 \text{ cm}^2$

Para el diseño se usaron las fórmulas de diseño de concreto armado:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|Mu|}{\phi * 0.85 * f'c * b}} ; A_s = \frac{|Mu|}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Siendo:

a: Profundidad del bloque de compresión del modelo rectangular de la norma E.060

d: Peralte efectivo, en este caso es 22 cm

ϕ : Coeficiente de reducción por flexión 0.9

Mu: Momento último proveniente del análisis

Haciendo uso de las fórmulas mencionadas se hace el cálculo para “a” y para “ A_s ”, para un momento de 1,416 kg-cm:

$$a = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2|141600|}{0.9 * 0.85 * 280 * 40}} = 0.76 \text{ cm} \quad A_s = \frac{|141600|}{0.9 * 4200 * (22 - \frac{0.76}{2})} = 1.73 \text{ cm}^2$$

Se realizó el cálculo para todos los momentos positivos y negativos con anchos de 40 cm y 10 cm respectivamente. A continuación, se presenta un resumen de forma tabulada para el cálculo del área de acero, para los momentos últimos que presenta el aligerado.

Tabla 33. *Diseño de losa aligerada para momentos positivos*

	b(cm)	d(cm)	f'c	Mu (kg-m)	a (cm)	c (cm)	As (cm²)	As colocado (cm²)
Tramo 1	40	22	210	1498.00	1.09	1.28	1.85	2φ1/2"
Tramo 2	40	22	210	462.00	0.33	0.39	0.56	1φ1/2"
Tramo 3	40	22	210	696.00	0.50	0.59	0.85	1φ1/2"
Tramo 4	40	22	210	696.00	0.50	0.59	0.85	1φ1/2"
Tramo 5	40	22	210	462.00	0.33	0.39	0.56	1φ1/2"
Tramo 6	40	22	210	1498.00	1.09	1.28	1.85	2φ1/2"

Tabla 34. *Diseño de losa aligerada para momentos negativos*

	b(cm)	d(cm)	f'c	Mu (kg-m)	a (cm)	c (cm)	As (cm²)	As colocado (cm²)
Tramo 1	10	22	210	1853.00	6.08	7.16	2.59	2φ1/2"
Tramo 2	10	22	210	1893.00	6.24	7.34	2.65	2φ1/2"
	10	22	210	1143.00	3.51	4.14	1.49	2φ1/2"
Tramo 3	10	22	210	1131.00	3.47	4.09	1.48	2φ1/2"
	10	22	210	1398.00	4.39	5.17	1.87	2φ1/2"
Tramo 4	10	22	210	1398.00	4.39	5.17	1.87	2φ1/2"
	10	22	210	1131.00	3.47	4.09	1.48	2φ1/2"
Tramo 5	10	22	210	1143.00	3.51	4.14	1.49	2φ1/2"
	10	22	210	1893.00	6.24	7.34	2.65	2φ1/2"
Tramo 6	10	22	210	1853.00	6.08	7.16	2.59	2φ1/2"

Para demostrar el cálculo del corte de la varilla de acero en la losa aligerada, se tomará como ejemplo el primer tramo del paño ubicado entre los ejes A-B/1-2, dadas la luz libre y las solicitaciones a la que está sometida este paño.

Para el cálculo de corte de la varilla, primero se calculará el Punto Teórico de Corte, el cual consiste en calcular el Momento Resistente con la varilla de acero corrida en la losa aligerada, para este caso $\frac{1}{2}$ " en este caso. A través, de las fórmulas de diseño mostradas anteriormente se calcula el Momento Resistente para una varilla de $\frac{1}{2}$ ", la cual resulta $\phi M_n = 1.05 T_n \cdot m$.

Trazando una recta horizontal en la zona de momentos positivos de la parábola, va a cortar en 02 puntos a esta, y posteriormente se extenderá (en ambos lados) la mayor dimensión entre el peralte efectivo de la losa “d” y 12 veces el diámetro de la barra, por lo que en nuestro caso el mayor valor es 22 cm, el cual es el peralte efectivo de la losa aligerada.

Finalmente, el bastón positivo tiene 3.80 m de longitud espaciándose de las vigas perpendiculares a la losa, 0.70 m y 2.00 m del lado izquierdo y derecho respectivamente.

De igual manera, se realiza el corte de la barra para los bastones negativos.

A continuación, se muestra el gráfico de la parábola resultante mostrando los puntos teóricos de corte y las longitudes de los bastones:

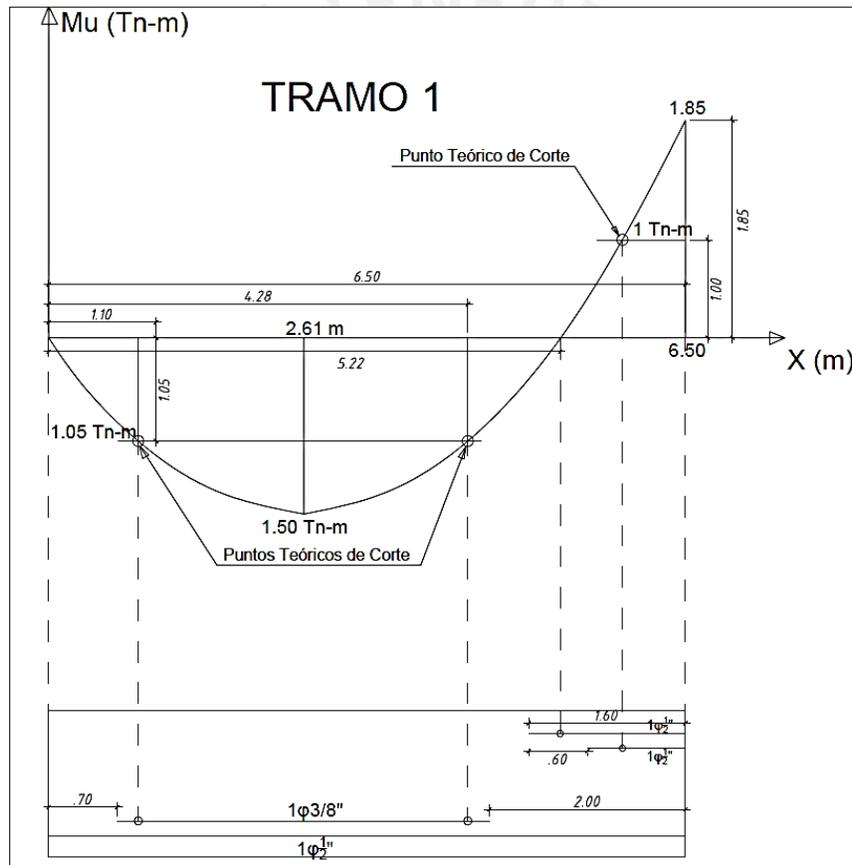


Figura 11. DMF mostrando los puntos teóricos de corte y las longitudes de los bastones

Cabe señalar que del lado izquierdo no figuran bastones dado que en el modelo matemático se considera un apoyo simple en su extremo izquierdo del paño. Sin embargo, esto no ocurre, dado que sí existe la restricción al giro por lo que generaría un momento resultante, que es diferente de cero.

También, la norma E0.60 brinda una regla práctica para longitudes de corte de los bastones de acero en apoyos interiores y exteriores. Las longitudes de bastones están en función de la longitud libre de cada tramo del aligerado. Estas longitudes se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 35. *Tabla de longitudes de corte*

Longitud de corte	Apoyo interior	Apoyo exterior
Acero superior (As-)	$L_n/3.5$	$L_n/5$
Acero inferior (As+)	$L_n/6$	$L_n/7$

Siendo:

L_n = Longitud libre de cada paño

El diseño por flexión se presenta en la Figura 12. Nótese, que con este método se obtienen longitudes de bastones más extensas que los calculados con los puntos teóricos de corte, por lo que se elige este diseño por ser más práctico y conservador.

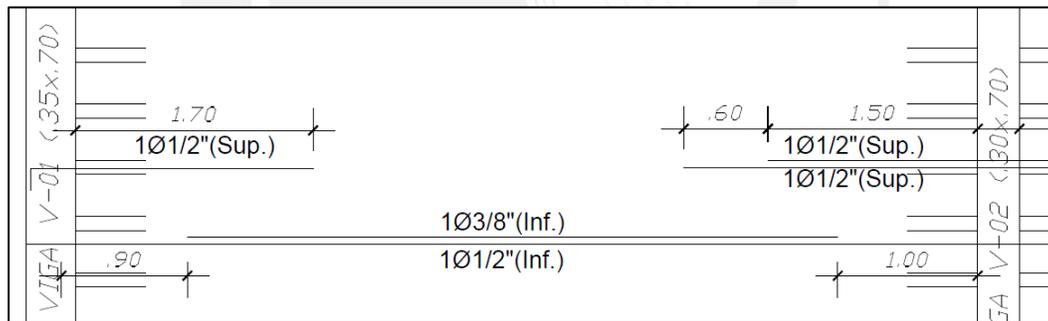


Figura 12. *Diseño por Flexión de Losa Aligerada*

5.1.4. Diseño por fuerza cortante de losas aligeradas

La fuerza cortante última deberá ser soportada únicamente por el aporte del concreto (ΦV_c) puesto que no existen estribos en un aligerado y será evaluada a una distancia “d” de la cara de los apoyos, resumiendo:

$$\Phi V_c \geq V_u \quad ; \quad \Phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times (\sqrt{f'c}) \times b_w \times d$$

Donde b_w es el ancho del alma de la vigueta (10cm).

ΦV_c se puede aumentar en 10% debido al factor de grupo entre viguetas según la Norma E-060. En el caso que el concreto no pueda soportar toda la fuerza cortante, será necesario hacer un ensanche de vigueta, lo cual significa retirar de manera alternada un ladrillo. De esta manera aumenta al área de concreto capaz de soportar la fuerza cortante.

Del análisis estructural se obtiene el diagrama de fuerzas cortantes del aligerado:

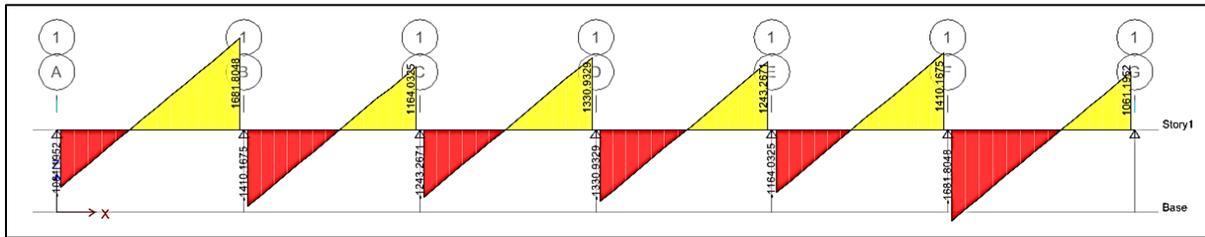


Figura 13. Diagrama de fuerzas cortantes del tramo de viguetas

Cálculo de la fuerza cortante del concreto:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22 = 1579.86 \text{ kg}$$

Calculando las fuerzas cortantes a una distancia “d” de la cara (V_u) de cada uno de los tramos:

- 1er tramo: $V_1 = 1061 \text{ kg}$, $V_2 = 1682 \text{ kg}$
- 2do tramo: $V_1 = 1410 \text{ kg}$, $V_2 = 1164 \text{ kg}$
- 3er tramo: $V_1 = 1243 \text{ kg}$, $V_2 = 1330 \text{ kg}$
- 4to tramo: $V_1 = 1330 \text{ kg}$, $V_2 = 1243 \text{ kg}$
- 5to tramo: $V_1 = 1164 \text{ kg}$, $V_2 = 1410 \text{ kg}$
- 6to tramo: $V_1 = 1682 \text{ kg}$, $V_2 = 1061 \text{ kg}$

De lo calculado, nótese en el apoyo derecho del primer tramo y el apoyo izquierdo del sexto tramo, ocurre la mayor fuerza cortante, y estos valores son mayores que la resistencia a cortante del concreto, por ello se necesita ensanche en dichas zonas.

Se utilizará ensanches alternados, con lo cual el ancho de las viguetas (b_w) aumenta de 0.10 a 0.25 m. En la zona de ensanches la resistencia al corte proporcionado por el concreto será:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 22 = 39450 \text{ kg}$$

Con lo cual lograremos que $\Phi V_c > V_u$. Posteriormente, se calculará la longitud de ensanches necesaria, que se obtiene mediante: $1682-422x=1580$, por lo que x resulta 0.25 m, por lo que utilizará ensanches alternos de 0.30 m (retirando un ladrillo). Este ensanche también se repetirá en el apoyo izquierdo del 6to. tramo de la losa aligerada.

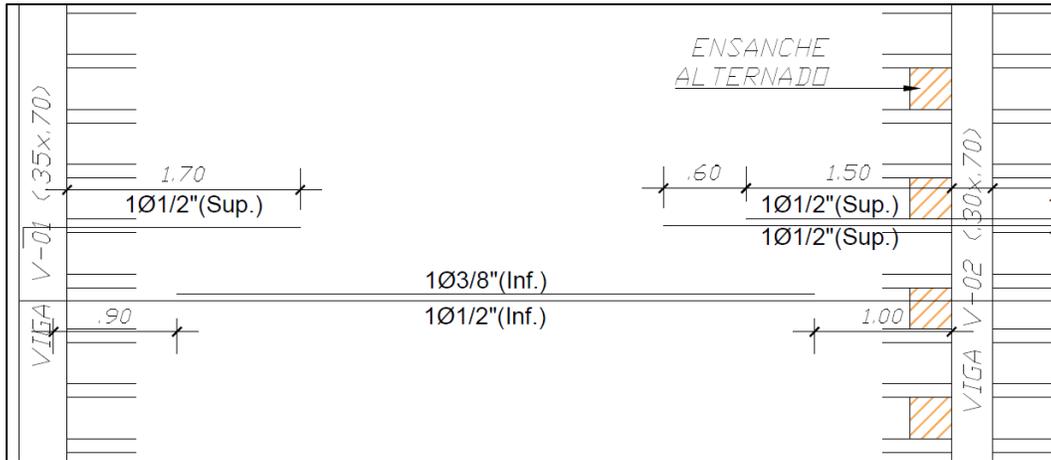


Figura 14. Diseño Final del primer paño de la Losa Aligerada en análisis

5.1.5. Análisis de deflexiones en losa aligerada

Las deflexiones son los desplazamientos relativos de la sección de un elemento respecto a sus extremos. Ocurren en todos los elementos sometidos a flexión, pero sobre todo en elementos que no tienen continuidad en sus extremos o en volados.

Los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura bajo condiciones de servicio. Por ello, la Norma E.060 establece distintos límites de deflexiones para elementos que estén ligados o no a elementos no estructurales. Las deflexiones se distinguen entre **inmediatas**, que aparecen en el momento en el que se aplica la carga al elemento, y **diferidas** que son ocasionadas por el efecto de flujo plástico en el concreto a lo largo del tiempo.

Para este caso se estudiará las deflexiones en la losa aligerada de 06 tramos, el cual corresponde a la losa entre los ejes A-G/1-2. Para estimar los esfuerzos en el acero y el concreto producidos

por las acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas.

Si el momento actuante en servicio es menor que el momento asociado con el agrietamiento por flexión de la sección, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero de refuerzo. Si el momento actuante es mayor que el momento de agrietamiento se utilizarán las propiedades de la sección agrietada transformada, despreciando el aporte del concreto en la zona de tracción.

Se calcula el centroide de la sección en T de la losa aligerada, a través de la siguiente fórmula:

$$Y_t := \frac{b_f \cdot t_f \left(h - \frac{t_f}{2} \right) + b_w \cdot \frac{(h - t_f)^2}{2}}{b_f \cdot t_f + b_w \cdot (h - t_f)}$$

Siendo:

bf=0.40 m, bw= 0.10 m, tf= 5cm, h=25 cm

Resultando Yt=16.25 cm

Se calcula la inercia bruta de la sección, a través del Teorema de Steiner:

$$I_g := \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \left(Y_t - \left(h - \frac{t_f}{2} \right) \right)^2 + \frac{b_w \cdot (h - t_f)^3}{12} + b_w \cdot (h - t_f) \cdot \left(Y_t - \frac{(h - t_f)}{2} \right)^2$$

Resultando Ig= 22708.33 cm⁴

Módulo de ruptura del concreto: fr=2*√f'c= 28.98 kg/cm²

Momento de agrietamiento positivo: Mcr⁺= fr*Ig/Yt = 0.405 Ton-m

Momento de agrietamiento negativo: Mcr⁻= fr*Ig/(h-Yt) = 0.752 Ton-m

Con el fin de evaluar si ese refuerzo será suficiente para resistir las deflexiones, se presenta la siguiente tabla:

Tabla 36. Tabla de longitudes de corte

	$M_{servicio}$ (Ton.m)	$M_{agrietamiento}$ (Ton.m)
Positivo	1.498	0.405
Negativo	1.850	0.752

Dado que el momento de servicio es mayor que el momento de agrietamiento, se utilizarán las propiedades de la sección agrietada transformada.

Ahora calcularemos la altura del eje neutro “c” para los momentos positivos y negativos realizando el equilibrio en la sección con el acero colocado e ignorando la resistencia a tracción del concreto con las siguientes ecuaciones.

$$c^+ = \frac{-[A_{s1}(2n - 1) + A_{s2}n] + \sqrt{[A_{s1}(2n - 1) + A_{s2}n]^2 + 2b_f[A_{s1}(2n - 1)d_1 + A_{s2}nd_2]}}{b_f}$$

$$c^- = \frac{-[A_{s2}(2n - 1) + A_{s1}n] + \sqrt{[A_{s2}(2n - 1) + A_{s1}n]^2 + 2b_w[A_{s2}(2n - 1)d_1 + A_{s1}nd_2]}}{b_w}$$

Para el cálculo del momento de inercia de la sección transformada agrietada (I_e), cuando exista acero en compresión, se podrá utilizar una relación modular de $2n$ ($n = E_s / E_c$). Siendo $n = 2000000 / 217370.65 = 9.2$.

- Tramo 1 y 6: $c^+ = 4.094$ cm y $c^- = 7.147$ cm
- Tramo 2 y 5: $c^- = 7.147$ cm, $c^+ = 3.341$ cm y $c^- = 7.147$ cm
- Tramo 3 y 4: $c^- = 7.147$ cm, $c^+ = 3.341$ cm y $c^- = 7.147$ cm

La Inercia Agrietada con la sección transformada, se calcula respecto al eje neutro utilizando el teorema de los ejes paralelos, resultando:

$$I_{cr}^+ = \frac{b_f c^{+3}}{3} + nA_{s2}(d_2 - c^+)^2 + (2n - 1)A_{s1}(d_1 - c^+)^2$$

- Tramo 1 y 6: $I_{cr}^+ = 6398.49$ cm⁴ y $I_{cr}^- = 6274.76$ cm⁴
- Tramo 2 y 5: $I_{cr}^- = 6274.76$ cm⁴, $I_{cr}^+ = 4402.48$ cm⁴ y $I_{cr}^- = 6274.76$ cm⁴
- Tramo 3 y 4: $I_{cr}^- = 6274.76$ cm⁴, $I_{cr}^+ = 4402.48$ cm⁴ y $I_{cr}^- = 6274.76$ cm⁴

5.1.5.1. Deflexión inmediata

Del software SAFE 2016, se realiza el modelo de la losa aligerada y se obtienen los resultados de las deflexiones por carga muerta y viva. Se asignó carga muerta por peso propio de 350 kg/m²,

100 kg/m² de piso terminado y el análisis se realizó para la planta con uso de sala de lectura o laboratorio (2do techo) al cual le corresponde una carga viva de 300 kg/m².

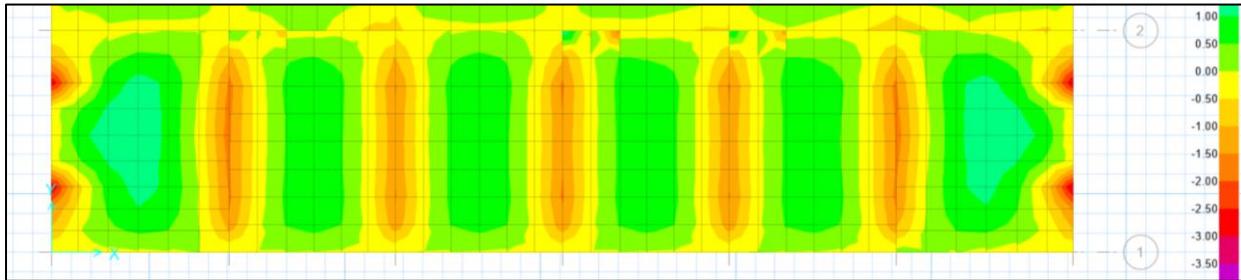


Figura 15. Momentos flectores en aligerado sometido a carga muerta

La gráfica anterior muestra los momentos flectores en la dirección X, pero para 1.00 m de ancho, sin embargo, el análisis es para una vigueta de 40 cm de ancho, por lo que a los resultados mostrados se les multiplica por 0.40, resultando lo siguiente:

- Tramo 1 y 6: M+= 0.548 Ton-m y M-=0.72 Ton-m
- Tramo 2 y 5: M-=0.72 Ton-m, M+=0.341 Ton-m y M-=0.624 Ton-m
- Tramo 3 y 4: M-=0.624 Ton-m, M+=0.356 Ton-m y M-=0.648 Ton-m

Para el caso de carga muerta solo se supera el momento de agrietamiento positivo en la parte central del tramo 1 y 6. $M_{sd}=0.548 \text{ Ton.m} > M_{cr}=0.405 \text{ Ton.m}$

Según el Art. 9.6.2.4 de la NTE.060, el cálculo de las deflexiones se hará suponiendo que la rigidez en flexión del elemento ($E_c I_e$) es constante a lo largo del tramo y el momento de inercia efectivo será un promedio ponderado, para tramos con solo un extremo continuo:

$$I_{ponderada} = (I_g + 2 \cdot I_{cr}) / 3 = 11835.104 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Relación respecto a la inercia bruta: } I_{ponderada} / I_g = 0.521$$

Luego, se afectan los momentos con este último factor para visualizar las deflexiones en la losa.

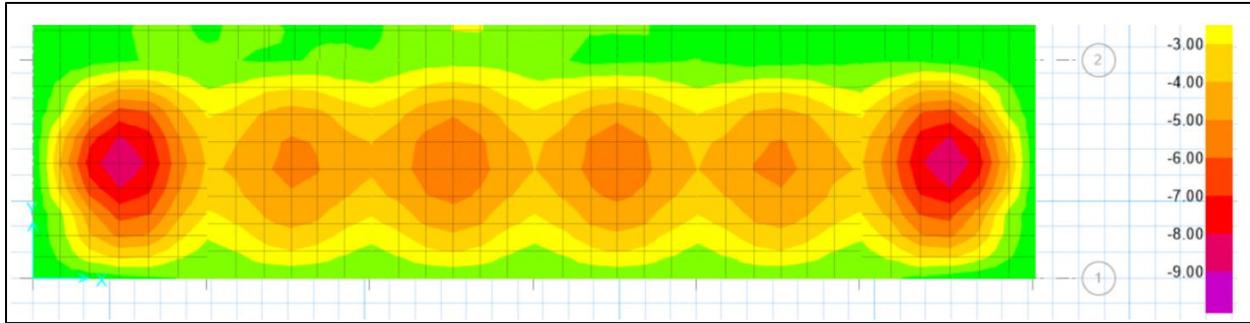


Figura 16. Deflexiones en aligerado debido a carga muerta

La deflexión máxima en el tramo 1 y 6 resulta: $\Delta d=8.84$ mm

Analizando la losa aligerada, con cargas de servicio y considerando alternancia de carga viva en el tramo 1, 3 y 5. Se obtienen los momentos flectores para 1 m de ancho:

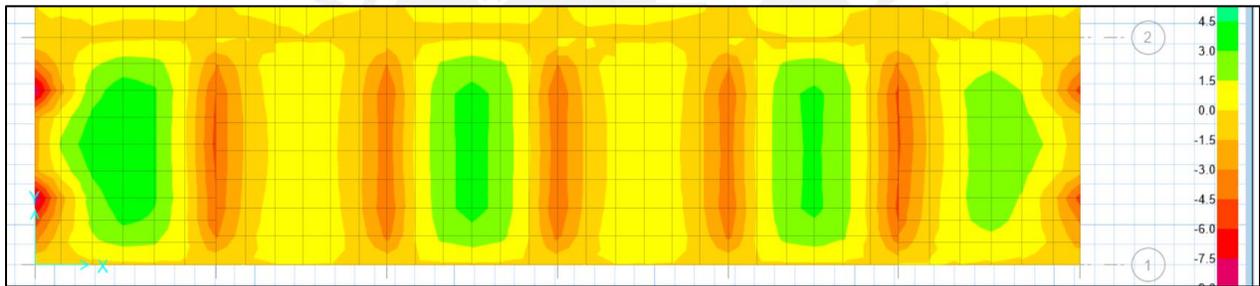


Figura 17. Momentos flectores en aligerado sometido a cargas de servicio

Para 0.40 m de ancho: Tramo 1: $M+= 1.008$ Ton-m y $M-=0.972$ Ton-m

Para el caso de carga muerta + carga viva se supera el momento de agrietamiento positivo y negativo del tramo 1 y 6. Por ello, la inercia ponderada se calcula con las inercias agrietadas:

$$I'_{ponderada} = (2 * I_{cr}^{+} + I_{cr}^{-}) / 3 = 6357.25 \text{ cm}^4$$

$$\text{Relación respecto a la Inercia bruta: } I'_{ponderada} / I_g = 0.28$$

Luego, se afectan los momentos con este último factor para visualizar las deflexiones en la losa.

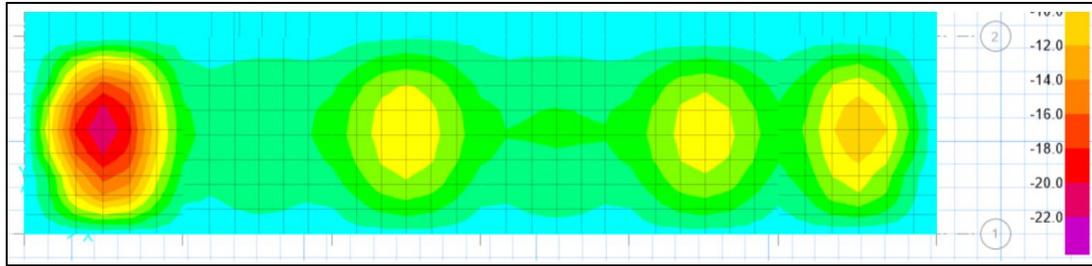


Figura 18. Deflexiones en aligerado debido a cargas de servicio

Del gráfico, la deflexión máxima es $\Delta_{DL}=21.7$ mm

MacGregor (2012)^[1] considera que se debe corregir la flecha por carga muerta ya que esta se incrementará debido a la fisuración después de aplicar la carga viva, este incremento es proporcional a la razón de rigideces a flexión usado para cada caso, es decir:

- Deflexión instantánea corregida por carga muerta:

$$\Delta'_D = \Delta_D * (I_{ponderada} / I'_{ponderada}) = 16.46 \text{ mm}$$

- Deflexión instantánea debido a la carga viva: $\Delta_L = \Delta_{DL} - \Delta'_D = 5.24$ mm
- Longitud entre ejes de apoyo en los tramos 1 y 6: $L = 6.8$ m
- Deflexión máxima permisible por carga viva (Tabla 9.2 de Norma E.060):

$$\Delta_{adm1} = L/360 = 18.89 \text{ mm}$$
- Verificación: Se cumple que $\Delta_L < \Delta_{adm1}$, por ello la verificación es correcta.

5.1.5.2. Deflexiones diferidas

Según el art. 9.6.2.5 de la NTE0.60, a menos que se haga un análisis más completo, la deflexión diferida o adicional en el tiempo, resultante del flujo plástico del concreto y de la retracción de los elementos en flexión, podrá estimarse multiplicando la deflexión inmediata causada por las cargas sostenidas (carga muerta y la porción de carga viva que se prevé actuará permanentemente) por el factor λ :

- Factor dependiente del tiempo para 5 años o más: $\lambda = 2$
- Cuantía de acero en compresión en la parte central de la viga: $\rho' = 0$

- Factor para cargas diferidas (Ecuación 9-15 de Norma E.060): $\lambda = \frac{1}{(1+50 \cdot \rho')} = 2$
- % de carga viva que se estime actúe permanente en la vigueta: $k=30\%$
- Deflexión diferida: $\Delta_{diferida} = \lambda \cdot (\Delta_D + k \cdot \Delta_L) = 20.83 \text{ mm}$
- Deflexión máxima permisible por carga viva: $\Delta_{adm2} = L/240 = 28.33 \text{ mm}$
- Verificación: Se cumple que $\Delta_{diferida} < \Delta_{adm2}$, por ello la verificación es correcta.

5.2. Diseño de Losas Macizas

Su diseño es más simplificado, dado que se consideramos secciones rectangulares de ancho de 1.00 m, pese a ello será necesario analizarlo en ambas direcciones.

5.2.1. Análisis estructural de losa maciza

Para el presente capítulo, se estudiará el diseño de la losa maciza del Depósito de Libros, ubicada en la 3ra planta, la cual se divide en 2 áreas, una de ella determinada por los E-F & 3-4 y la segunda área entre los ejes 3-4/F y hasta la viga que continúa con la escalera. Esta losa cuenta con un espesor de 25 cm.

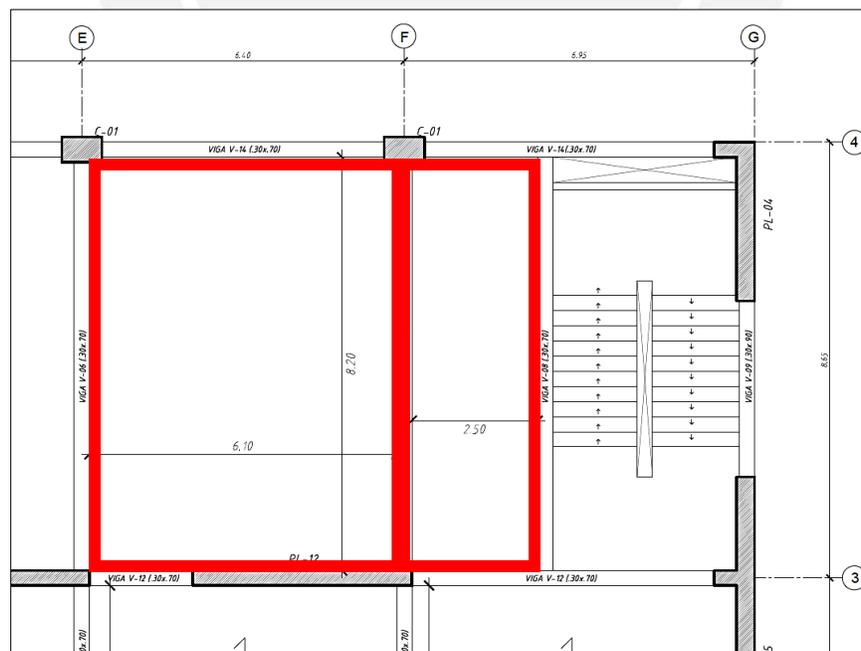


Figura 19. Área de losa maciza para depósito de Libros

El primer paño tiene luces libres de 6.10 m y 8.20 m y el segundo paño de 2.50 m y 8.20 m.

Metrado de cargas:

- $\text{Peso propio} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} = 600 \text{ kg/m}$
 $\text{Piso terminado} = 100 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 100 \text{ kg/m}$
Carga muerta = 700 kg/m -> Carga muerta amplificada = $1.4 \times 700 = 980 \text{ kg/m}$
- $\text{Sobrecarga} = 750 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 750 \text{ kg/m}$
Carga viva = 750 kg/m -> Carga viva amplificada = $1.70 \times 750 = 1275 \text{ kg/m}$
- **Carga última = $980 + 1275 = 2255 \text{ kg/m}$**

5.2.2. Diseño en concreto armado de losa maciza

La cuantía mínima negativa es 0.0018 ($A_{smin-} = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.50 \text{ cm}^2$)

La cuantía mínima positiva es 0.0012 ($A_{smin+} = 0.0012 \times 100 \times 25 = 3.00 \text{ cm}^2$)

A continuación, la Tabla de Diseño para flexión de la losa maciza en análisis.

Tabla 37. Tabla para el cálculo de acero considerando 1.00 m de ancho en el eje X

Momentos Positivos (Ton-m)											
	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Mu (Ton.m)	As (cm²)	As req. (cm²)	n°	3/8"	n°	1/2"	As diseño (cm²)
Tramo 1	100	25	22	3.30	4.06	4.06	0	0.71	4	1.29	5.16
Tramo 2	100	25	22	1.11	1.34	3.00	0	0.71	4	1.29	5.16

Momentos Negativos (Ton-m)											
	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Mu (Ton.m)	As (cm²)	As req. (cm²)	n°	3/8"	n°	1/2"	As diseño (cm²)
Tramo 1	100	25	22	3.66	4.51	4.51	0	0.71	4	1.29	5.16
Tramo 2	100	25	22	4.35	5.39	5.39	1	0.71	4	1.29	5.87

Ahora revisaremos los cálculos en la otra dirección (eje Y), dado que en este tenemos dos paños, se realizarán los cálculos para cada uno con el fin de optimizar el diseño:

Tabla 38. Tabla para el cálculo de acero considerando 1.00 m de ancho en el eje Y

Momentos Positivos (Ton-m)											
	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Mu (Ton.m)	As (cm²)	As req. (cm²)	n°	3/8"	n°	1/2"	As diseño (cm²)
Tramo 1	100	25	22	5.040	6.27	6.27	0	0.71	5	1.29	6.45

SECTOR 1											
Momentos Negativos (Ton-m)											
	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Mu (Ton.m)	As (cm²)	As req. (cm²)	n°	3/8"	n°	1/2"	As diseño (cm²)
Tramo 1	100	25	22	1.34	1.63	4.50	0	0.71	5	1.29	6.45
	100	25	22	9.50	12.22	12.22	0	0.71	10	1.29	12.90

SECTOR 2											
Momentos Negativos (Ton-m)											
	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Mu (Ton.m)	As (cm²)	As req. (cm²)	n°	3/8"	n°	1/2"	As diseño (cm²)
Tramo 1	100	25	22	1.34	1.63	4.50	0	0.71	4	1.29	5.16
	100	25	22	1.87	2.28	4.50	0	0.71	4	1.29	5.16

5.2.3. Diseño por fuerza cortante de losa maciza

El capítulo 13.7.3.1 de la norma E.060, establece que la fuerza cortante en una losa armada en dos direcciones se puede calcular como:

$$Vu = wu \left(\frac{A}{2} - d \right) \left(1 - 0.5 \frac{A}{B} \right)$$

Para el primer paño, A=6.10 m, B=8.20 m y wu=2255 kg/m, la cortante resulta es 2256.78 kg.

Para el segundo paño, la mayor cortante última es 7690 kg.

El aporte del concreto es: $\emptyset Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times b \times d = 14362$ kg. Por lo que vemos que no se necesita refuerzo transversal ya que $\emptyset Vc > Vu$.

Para el corte del acero, se tomará como referencia los siguientes criterios:

Longitud bastón negativo:

- L/5 para extremo apoyado en viga.
- L/3.5 para tramo continuo.

Longitud bastón positivo:

- L/7 para extremo apoyado en viga.
- L/5 para tramo continuo

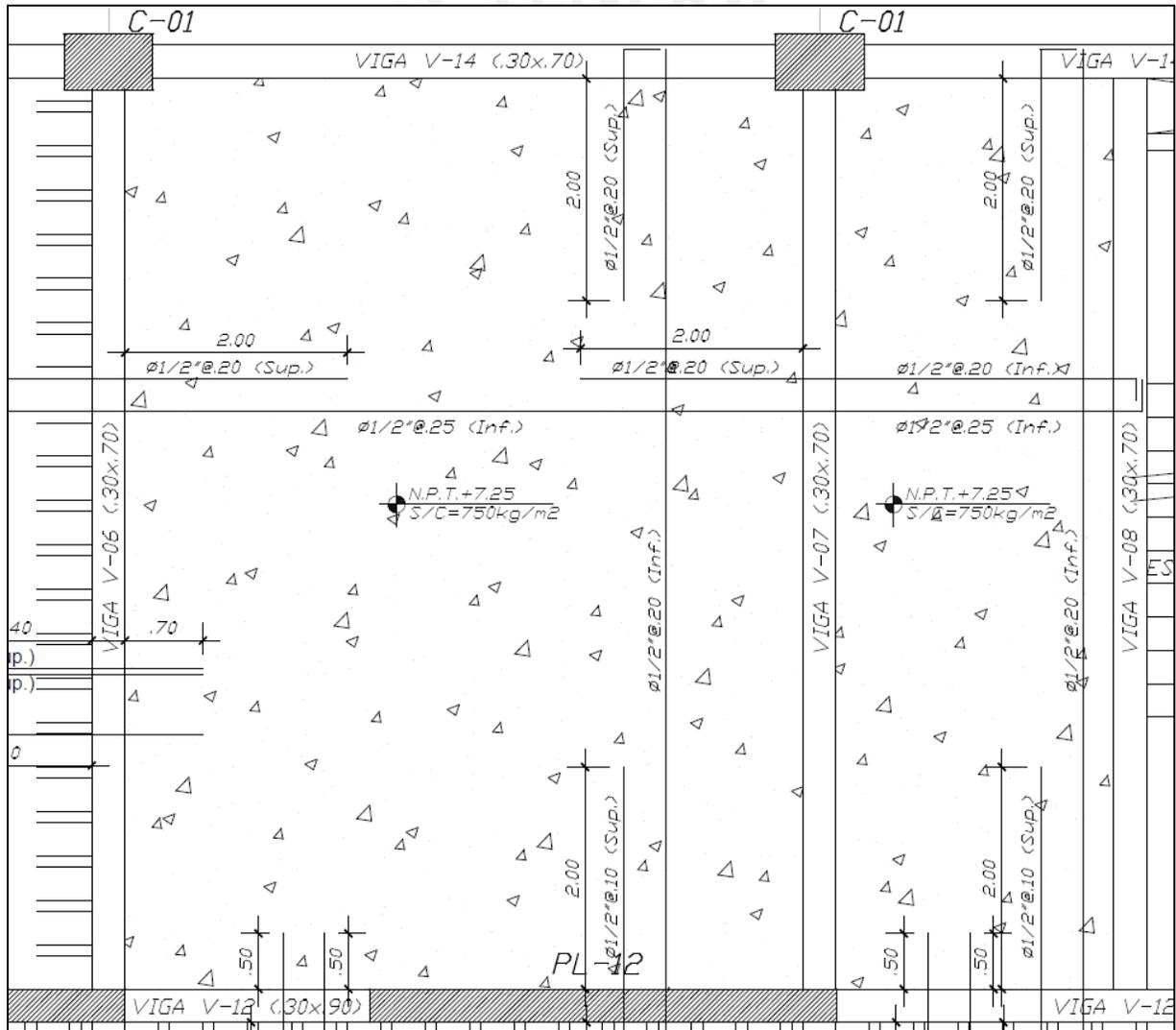


Figura 20. Plano final de losa maciza

5.3. Diseño de Vigas

En esta sección realizaremos el diseño de la viga peraltada del eje 3, p $\acute{o$ rtico principal de la edificación. Las vigas constituyen los elementos que transmiten las cargas de las losas hacia las columnas. Otras de sus funciones son las de resistir y ayudar a proporcionar rigidez lateral a la edificación. Para lograr tal objetivo, ser \acute{a} necesario proveer a estos elementos de una adecuada resistencia a la flexi $\acute{o$ n y al corte. Por tal motivo ser \acute{a} necesario dise $\acute{n$ arlas considerando los esfuerzos producidos por las cargas de gravedad y cargas de sismo que act \acute{u} en sobre ellas.

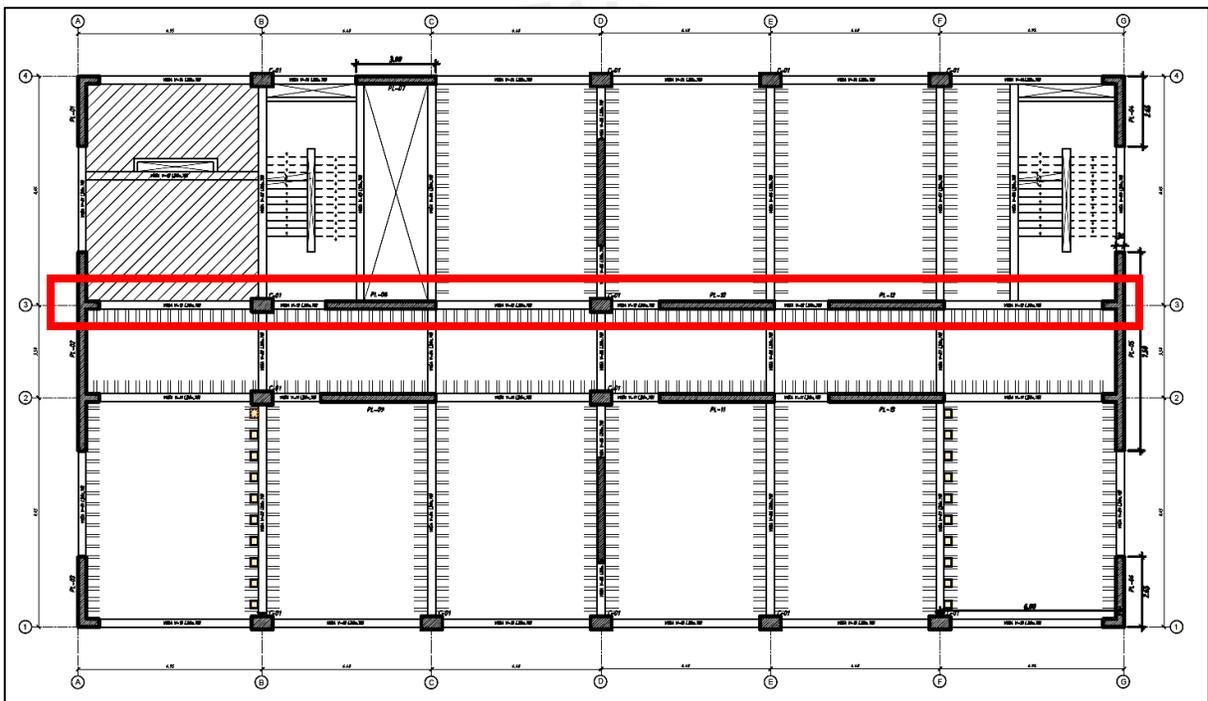


Figura 21. Viga a dise $\acute{n$ ar del eje 3

Se utilizar \acute{a} n las **combinaciones de carga** de la Norma de Concreto Armado E-060 para el c $\acute{a$ lculo de la envolvente de fuerzas internas.

5.3.1. Dise $\acute{n$ o en concreto armado de vigas

A continuaci $\acute{o$ n, se presentar \acute{a} el dise $\acute{n$ o por flexi $\acute{o$ n de las vigas del eje 3 (30x70). El acero m $\acute{i$ nimo necesario y el \acute{a} rea de acero m $\acute{a$ ximo para las dos vigas, se calcul \acute{o} de la siguiente manera:

As mínimo positivo y negativo:

$$As_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy} * bw * d$$

Siendo:

bw: Ancho

d: Peralte efectivo

A partir de ello se tiene que $As_{min} = 4.64 \text{ cm}^2$

As balanceado:

$$Asb = \frac{0.85 f'c}{fy} * [ab * bw]$$

De acuerdo al artículo 10.3.4 de Norma E.060, indica que la cantidad de acero máximo es calculada como el 75% del área de acero que produce la falla balanceada en la sección (Asb).

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 * pb * b * d = 0.75 * 0.02125 * 30 * 64 = 30.60 \text{ cm}^2$$

Para el diseño se hizo uso de las fórmulas de diseño de concreto armado:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi * 0.85 * f'c * b}} \quad As = \frac{|M_u|}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

Con las fórmulas mostradas anteriormente, se calcula para cada momento, la profundidad del bloque de compresiones (a), el área de acero requerido (As) y el As suministrado. Se muestra el diagrama de momentos flectores obtenido:

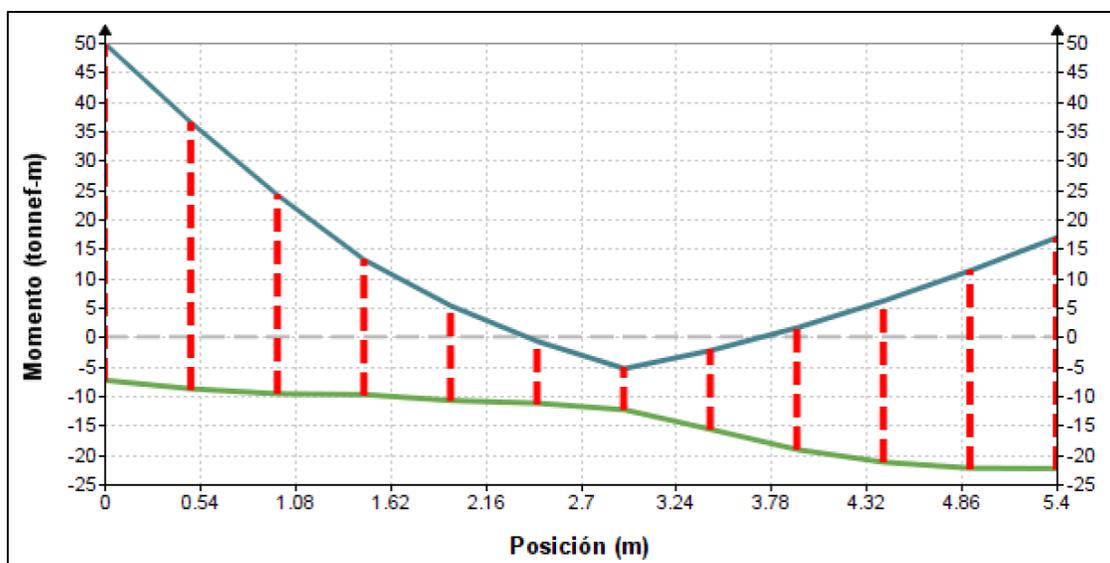


Figura 22. Envolvente de momentos flectores

En las siguientes tablas se muestran los momentos últimos (positivos y negativos) y las áreas de acero para cada tramo de forma tabulada del eje 3:

Tabla 39. Diseño por Flexión de la viga del eje 3

TRAMO	Ubicación	b (cm)	d (cm)	Mu (Tn-m)	As min (cm ²)	As max (cm ²)	As req. (cm ²)	Acero colocado
A-B	-Izq	30	61	49.00	4.42	29.17	25.40	4φ3/4"+3φ1"
	-Centro	30	61	1.00	4.42	29.17	4.42	4φ3/4"
	-Derecha	30	64	21.60	4.64	30.60	9.48	4φ3/4"
	+Izq	30	64	10.70	4.64	30.60	4.64	4φ3/4"
	+Centro	30	64	15.70	4.64	30.60	6.77	4φ3/4"
	+Derecha	30	64	22.40	4.64	30.60	9.85	4φ3/4"
B-C	-Izq	30	64	18.82	4.64	30.60	8.19	4φ3/4"
	-Centro	30	61	3.55	4.42	29.17	4.42	4φ3/4"+2φ1"
	-Derecha	30	61	52.65	4.42	29.17	27.80	4φ3/4"+3φ1"
	+Izq	30	61	41.41	4.42	29.17	20.72	4φ3/4"+2φ1"
	+Centro	30	61	5.10	4.42	29.17	4.42	4φ3/4"+1φ1"
	+Derecha	30	64	21.78	4.64	30.60	9.56	4φ3/4"
C-D	-Izq	30	61	33.94	4.42	29.17	16.46	3φ3/4"+2φ1"
	-Centro	30	64	1.00	4.64	30.60	4.64	3φ3/4"
	-Derecha	30	61	42.07	4.42	29.17	21.11	3φ3/4"+3φ1"
	+Izq	30	61	22.67	4.42	29.17	10.55	3φ3/4"+1φ1"
	+Centro	30	64	4.10	4.64	30.60	4.64	3φ3/4"
	+Derecha	30	64	14.30	4.64	30.60	6.14	3φ3/4"

D-E	-Izq	30	61	35.35	4.42	29.17	17.24	5φ3/4"+2φ1"
	-Centro	30	61	3.15	4.42	29.17	4.42	5φ3/4"
	-Derecha	30	61	47.03	4.42	29.17	24.14	5φ3/4"+2φ1"
	+Izq	30	61	38.90	4.42	29.17	19.25	5φ3/4"+1φ1"
	+Centro	30	61	1.95	4.42	29.17	4.42	5φ3/4"
	+Derecha	30	61	38.05	4.42	29.17	18.77	5φ3/4"+2φ1"
E-F	-Izq	30	81	66.05	5.87	38.73	24.47	φ3/4"+2φ1"
	-Centro	30	81	12.50	5.87	38.73	5.87	5φ3/4"
	-Derecha	30	81	76.30	5.87	38.73	28.99	5φ3/4"+3φ1"
	+Izq	30	81	75.00	5.87	38.73	28.40	5φ3/4"+3φ1"
	+Centro	30	81	16.50	5.87	38.73	5.87	5φ3/4"
	+Derecha	30	81	65.44	5.87	38.73	24.21	5φ3/4"+2φ1"
F-G	-Izq	30	81	54.90	5.87	38.73	19.84	4φ3/4"+2φ1"
	-Centro	30	84	1.00	6.09	40.16	6.09	4φ3/4"
	-Derecha	30	81	81.09	5.87	38.73	31.20	4φ3/4"+4φ1"
	+Izq	30	81	42.30	5.87	38.73	14.89	4φ3/4"+1φ1"
	+Centro	30	84	29.42	6.09	40.16	9.71	4φ3/4"
	+Derecha	30	84	29.70	6.09	40.16	9.80	4φ3/4"

De las tablas anteriores podemos verificar que, en base a los momentos producidos por las cargas, no se requiere de mayor sección de acero que el máximo permitido por la norma (0.75 Asb), por lo que para estos casos no emplearemos las fórmulas de diseño con acero en compresión. Por ello en la tabla no se consideró dichos cálculos.

5.3.2. Diseño por fuerza cortante de vigas

Para el diseño por fuerza cortante será necesario definir previamente, las hipótesis y ecuaciones de diseño necesarias para efectuar los cálculos.

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante, deberá basarse en la expresión:

$$V_u \leq \phi V_n.$$

Donde:

V_u: Fuerza cortante última en la sección analizada

V_n: Resistencia nominal al corte de la sección, conformada por la suma de las contribuciones a la resistencia al corte del concreto (V_c) y del acero (V_s).

Las secciones situadas a una distancia menor que “d” desde la cara del apoyo, podrán ser diseñadas para la fuerza V_u calculada a una distancia “d” de la cara del apoyo, si se cumplen las siguientes condiciones:

- a) Cuando la reacción del apoyo genere compresión en las regiones cercanas a este.
- b) Cuando no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección ubicada a una distancia “d”.

5.3.2.1. Diseño por capacidad

Es importante señalar, que la cortante de diseño no será la cortante última, sino la proveniente del diseño por capacidad que se expondrá a continuación. Para esto vamos a considerar el acero calculado en la sección 6.3.1 de diseño por flexión y se determinará una cantidad de refuerzo transversal tal que se induzca una posible falla por flexión sobre una por cortante. Para ello seguiremos el procedimiento estipulado en la norma en el Artículo 21.4.3 de la NTE.060.

Se calcula las cortantes por capacidad, provenientes de la cortante generada por los momentos resistentes de los aceros colocados y la cortante isostática proveniente del metrado de cargas. Dichas cortantes, se suman a través de las fórmulas indicadas en el capítulo 21.4.3 de la norma E.060.

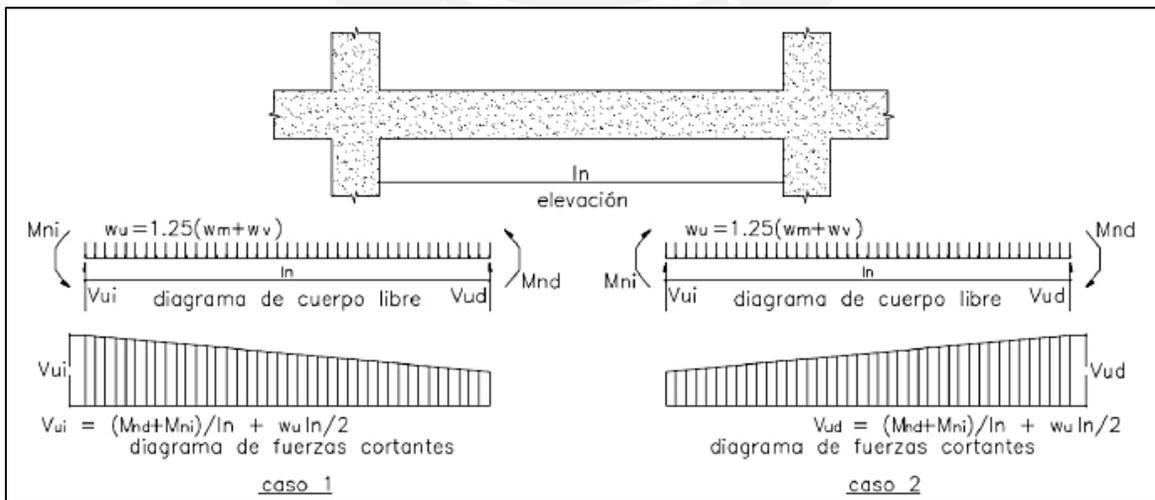


Figura 23. Cortante por Capacidad

Se presenta el metrado de cargas para el tramo A-B de la viga del eje 3:

Metrado de cargas:

Cargas Muertas

Peso propio de la viga: $2400 \text{ kg/m}^3 * 0.3 \text{ m} * 0.7 \text{ m} = 504 \text{ kg/m}$

Peso Aligerado: $350 \text{ kg/m}^2 * 1.75 \text{ m} = 612.5 \text{ kg/m}$

Peso Losa Maciza: $0.25 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 * 2.5 \text{ m} = 1500 \text{ kg/m}$

Piso Terminado: $100 \text{ kg/m}^2 * 4.25 \text{ m} = 425 \text{ kg/m}$

Carga muerta total= 3042 kg/m

Cargas Vivas:

Sobrecarga Aligerado: $400 \text{ kg/m}^2 * 1.75 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$

Sobrecarga Losa Maciza: $250 \text{ kg/m}^2 * 2.5 \text{ m} = 625 \text{ kg/m}$

Carga viva total= 1325 kg/m

Carga última distribuida sobre la viga: $1.25*(CM+CV) = 5458 \text{ kg/m}$

CASO 1:

$V_{ui} = (M_{n1}^- + M_{n2}^+) / l_n + w_u * l_n / 2 = (57.57 + 28.41) / 5.4 + 5.458 * 5.4 / 2 = 30.66 \text{ Ton}$

$V_{ui} = (M_{n1}^- + M_{n2}^+) / l_n - w_u * l_n / 2 = (57.57 + 28.41) / 5.4 - 5.458 * 5.4 / 2 = 1.20 \text{ Ton}$

CASO 2:

$V_{ud} = -(M_{n1}^+ + M_{n2}^-) / l_n + w_u * l_n / 2 = -(28.41 + 28.41) / 5.4 + 5.458 * 5.4 / 2 = 4.18 \text{ Tn}$

$V_{ud} = -(M_{n1}^+ + M_{n2}^-) / l_n - w_u * l_n / 2 = -(28.41 + 28.41) / 5.4 - 5.458 * 5.4 / 2 = -25.30 \text{ Tn}$

Una vez calculado los cortantes por capacidad, se realiza un diagrama de fuerzas cortantes con los valores obtenidos y se ubican los cortantes a “d” de la cara. Este valor de cortante servirá para los cálculos posteriores.

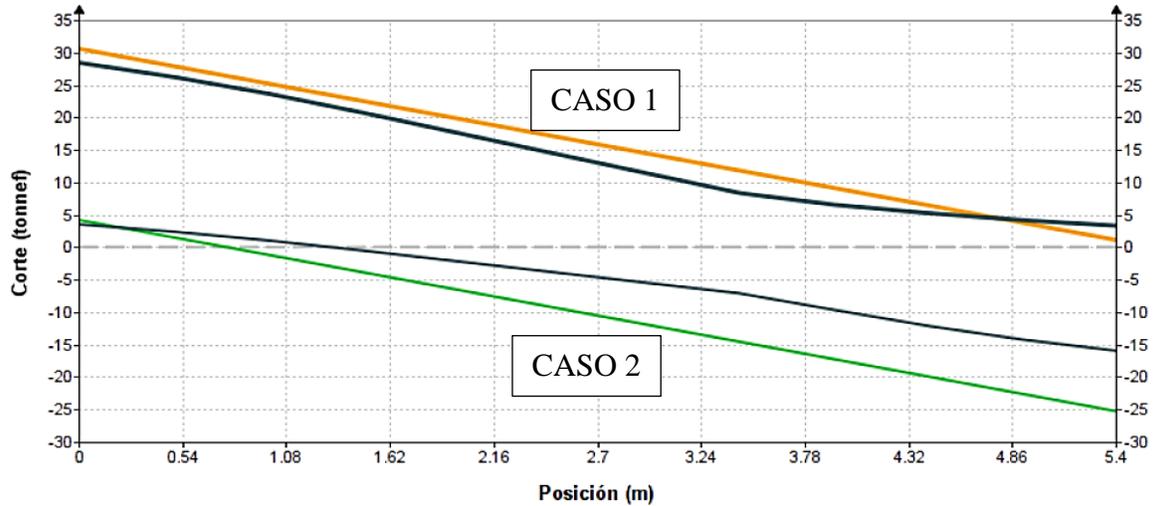


Figura 24. Envoltura de cortantes en la viga

A continuación, se muestra la tabla obtenida del diseño por capacidad por cada tramo de la viga del eje 3 y también el cortante ubicado a una distancia “d” de la cara:

Tabla 40. Diseño por Capacidad de la viga del eje 3

		ln (m)	Wu= 1.25*(wd +wl)	Vu isostatico	CASO	Vu capacidad (Tn)	Vu a "d" de la cara (Tn)	Vu max a "d" de la cara (Tn)
Tramo A-B	-Izq.	5.40	5.46	14.74	CASO 1	30.66	27.30	27.30
	-Derecha	5.40	5.46	14.74		1.18	4.70	
	+Izq.	5.40	5.46	14.74	CASO 2	4.22	0.70	
	+Derecha	5.40	5.46	14.74		-25.26	-21.80	
Tramo B-C	-Izq.	2.00	6.82	6.82	CASO 1	35.23	31.10	50.00
	-Derecha	2.00	6.82	6.82		21.59	25.80	
	+Izq.	2.00	6.82	6.82	CASO 2	-46.05	-44.70	
	+Derecha	2.00	6.82	6.82		-59.69	-50.00	
Tramo C-D	-Izq.	6.00	3.55	10.66	CASO 1	20.75	17.00	20.30
	-Derecha	6.00	3.55	10.66		-0.56	0.00	
	+Izq.	6.00	3.55	10.66	CASO 2	-2.19	-3.30	
	+Derecha	6.00	3.55	10.66		-23.50	-20.30	
Tramo D-E	-Izq.	1.80	3.38	3.04	CASO 1	59.70	54.90	54.90
	-Derecha	1.80	3.38	3.04		53.62	53.00	
	+Izq.	1.80	3.38	3.04	CASO 2	-50.92	-53.00	
	+Derecha	1.80	3.38	3.04		-57.00	-54.80	

Tramo E-F	-Izq.	2.20	4.89	5.38	CASO 1	81.05	76.90	77.10
	-Derecha	2.20	4.89	5.38		70.29	73.90	
	+Izq.	2.20	4.89	5.38	CASO 2	-70.29	-74.30	
	+Derecha	2.20	4.89	5.38		-81.05	-77.10	
Tramo F-G	-Izq.	5.80	7.36	21.34	CASO 1	21.34	33.20	42.50
	-Derecha	5.80	7.36	21.34		-21.34	2.50	
	+Izq.	5.80	7.36	21.34	CASO 2	21.34	-11.70	
	+Derecha	5.80	7.36	21.34		-21.34	-42.50	

Contribución del concreto a la resistencia al corte (V_c)

Podrá evaluarse de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- Para elementos sujetos únicamente a corte y flexión, sin torsión:

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

Contribución del refuerzo a la resistencia al corte (V_s)

El refuerzo por corte puede estar compuesto por:

- Estribos cerrados que son perpendiculares al eje del elemento.
- Estribos perpendiculares al eje del elemento y barras dobladas que formen un ángulo de 30° o más con el eje del elemento.

El refuerzo de fluencia por corte no debe ser mayor de 4200kg/cm²

La contribución del refuerzo al corte (V_s) se calcula con la expresión:

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

Donde A_v es el área de refuerzo por corte dentro de una distancia “s” proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma.

5.3.2.2. Procedimiento para el diseño del refuerzo por corte

Cuando la fuerza cortante V_u excede a ϕV_c , es necesario colocar refuerzo por corte en las zonas del elemento en las cuales este sea requerido. El procedimiento de diseño se resume en los siguientes pasos:

- Calcular la resistencia que tiene que proporcionar el refuerzo por corte:

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c$$

- Calcular la resistencia máxima al corte ($V_{s\max}$) mediante la siguiente ecuación:

$$V_{s\max} = 2.1 f'c b w d$$

- Comprobar que: $V_u \text{ act} \leq \phi (V_c + V_{s\max})$

Si esta condición no se satisface, será necesario aumentar las dimensiones de la sección transversal del elemento.

- Calcular el espaciamiento de los estribos (s) a una distancia “ d ” de la cara del apoyo:

$$s = (A_v * f_y * d) / V_s$$

- El V_s límite se calcula como: $V_{s\lim} = 2.1 \times \text{Raíz}(f'c) \times b w \times d$

Si $V_s < V_{s\lim}$, el espaciamiento máximo será el menor valor entre $d/2$ o 60cm

Si $V_s > V_{s\lim}$, el espaciamiento máximo será el menor valor entre $d/4$ o 30cm

- El Cortante resistente total es la suma de la cortante que resiste los estribos y el concreto:
 $V_n = V_s + V_c$, posteriormente se corrobora que el cortante a “ d ” de la cara sea menor que ϕV_n .
- Número de estribos en la zona de confinamiento: $n_e = (L_c - 5\text{cm}/sh) + 1 = 15$ cm
- Espaciamiento máximo en la zona de confinamiento, el cual será el menor valor entre: peralte efectivo/4, 10 veces el diámetro del acero longitudinal de menor diámetro, 24 veces el diámetro del estribo y 30 cm.

Todos estos criterios son para la zona de confinamiento, la cual se calcula como dos veces el peralte de la viga, en este caso la longitud de la zona de confinamiento es de 1.40 m dado que el peralte del tramo de la viga en análisis es 0.70 m.

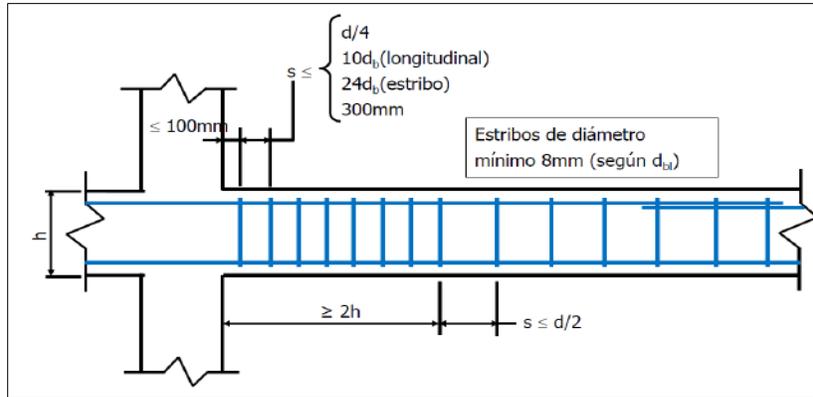


Figura 25. Requerimientos para la zona confinada

Análisis para la zona no confinada de la viga:

- Cortante por capacidad fuera de la zona confinada: $V_u \text{ izq} = 23.03 \text{ Tn}$ y $V_u \text{ der} = 17.65 \text{ Tn}$, y se toma el máximo valor entre estos dos.
- Número de ramas (n_r) = 2
- Cortante que toma los estribos: $V'e = (n_r * A_{sh} * f_y * d) / s * h = 14.61 \text{ Tn}$
- Cortante Nominal: $\phi V'n = \phi(V_c + V'e) = 24.36 \text{ Tn}$. Se corrobora: $V'e < \phi V'n$.
- Espaciamiento máximo: $d/2 = 30.5 \text{ cm}$; sin embargo, dada la luz libre de la viga y con el objetivo de lograr un mejor confinamiento se opta por tomar un espaciamiento de 25 cm en la zona central.

Se muestra el resumen de los requerimientos de los estribos en las vigas, acorde a lo indicado en la Norma E.060:

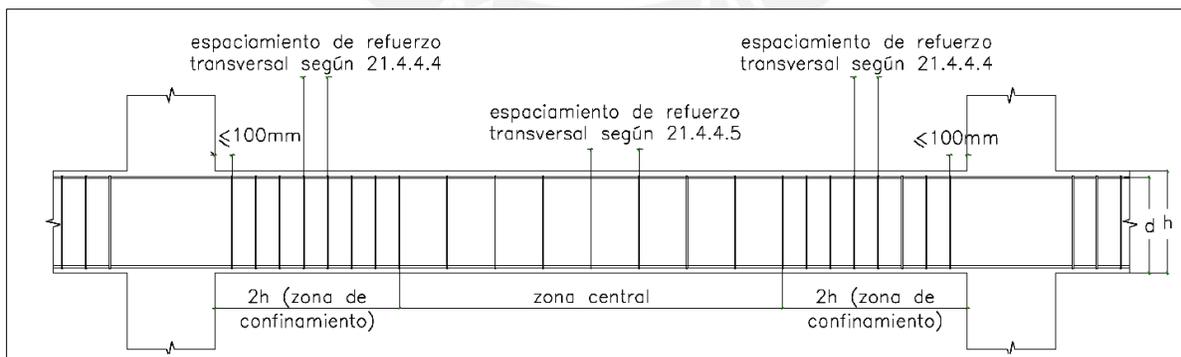


Figura 26. Requerimientos de estribos en vigas

El diseño de fuerza cortante se muestra en las siguientes tablas:

Tabla 41. Cálculo de V_c de cada tramo de viga

TRAMO	V_u max a "d" de la cara (Tn)	ϕ Estribo	Nro ramas	V_c (Tn)
A-B	27.30	3/8"	2	14.75
B-C	50.00	3/8"	2	14.75
C-D	20.30	3/8"	2	14.75
D-E	54.90	3/8"	2	14.75
E-F	77.10	3/8"	2	18.66
F-G	42.50	3/8"	2	19.35

En la Tabla 42 se presentan los resultados obtenidos, con las fórmulas anteriormente mencionadas para la zona confinada de todos los tramos de la viga.

Tabla 42. Diseño de corte para la zona confinada de cada tramo de viga

ZONA CONFINADA											
TRAMO	L_c (cm)	sh (cm)	N_e	V_s (Tn)	V_s max (Tn)	$V_s < V_{m\acute{a}x}$	ϕV_n (Tn)	V_u diseño (Tn)	$V_u < \phi V_n$	ϕ menor long.	S conf (cm)
A-B	140	10	16	38.17	58.43	ok	44.98	27.30	ok	3/4"	16.00
B-C	140	10	16	57.25	58.43	ok	61.20	50.00	ok	3/4"	16.00
C-D	140	10	16	38.17	58.43	ok	44.98	20.30	ok	3/4"	16.00
D-E	140	10	16	57.25	58.43	ok	61.20	54.90	ok	3/4"	16.00
E-F	180	10	20	72.46	73.95	ok	77.46	77.10	ok	3/4"	19.05
F-G	180	10	20	50.10	76.69	ok	59.03	42.50	ok	3/4"	19.05

En la Tabla 43 se presentan los resultados obtenidos para las zonas no confinada.

Tabla 43. Diseño de corte para la zona no confinada de cada tramo de viga

ZONA NO CONFINADA							
TRAMO	V_u ubicada a L_c (Tn)	s'h (cm)	$V'e$ (Tn)	$\phi V'n$ (Tn)	$V'e < \phi V'n$	S max	s'h < s_max
A-B	21.00	25.00	15.27	25.51	ok	30.00	ok
B-C	La zona confinada es mayor que la mitad de la luz libre de la viga.						
C-D	20.36	25.00	15.27	25.51	ok	30.00	ok
D-E	1.30	25.00	22.90	32.00	ok	30.00	ok
E-F	La zona confinada es mayor que la mitad de la luz libre de la viga.						
F-G	32.10	25	20.04	33.48	ok	40.00	ok

Con las fórmulas anteriormente mostradas, se logra el diseño por flexión, donde es mostrado a detalle en la siguiente tabla:

		b(cm)	d(cm)	Mu (Tn-m)	As (cm ²)	Refuerzo colocado	As colocado (cm ²)	Mn resistente (Tn-m)
Tramo E-F	-Izq	30	81	72.76	27.40	5φ3/4"+3φ1"	29.5	86.03
	-Centro	30	81	14.53	5.87	5φ3/4"+3φ1"	29.5	86.03
	-Derecha	30	81	82.83	32.02	6φ3/4"+3φ1"	32.34	92.79
	+Izq	30	81	82.33	31.78	7φ3/4"+2φ1"	30.08	87.43
	+Centro	30	81	16.56	5.87	6φ3/4"+2φ1"	27.24	80.45
	+Derecha	30	81	72.50	27.28	6φ3/4"+2φ1"	27.24	80.45

Análisis del tramo E-F de la viga del eje 3:

Con los momentos resistentes, calculados a partir del acero colocado, se realiza el diseño por corte por capacidad, ya explicado anteriormente.

Primero, se realizará el metrado de cargas para una viga isostática, teniendo como carga muerta el valor de 2.39 Tn-m, y como carga viva 1.53 Tn-m. Estas cargas deberán ser amplificadas a través del factor 1.25 como lo indica la Norma E.060, resultando una carga distribuida isostática de 4.89 Tn-m.

Posterior al cálculo de carga isostática y los momentos resistentes, se realiza el cálculo para obtener los cortantes de los dos casos, a partir de los parámetros encontrados. Los cortantes se calcularán a través de la fórmula que indica el capítulo 21.4.3.

A continuación, se muestran los resultados, a través de una gráfica:

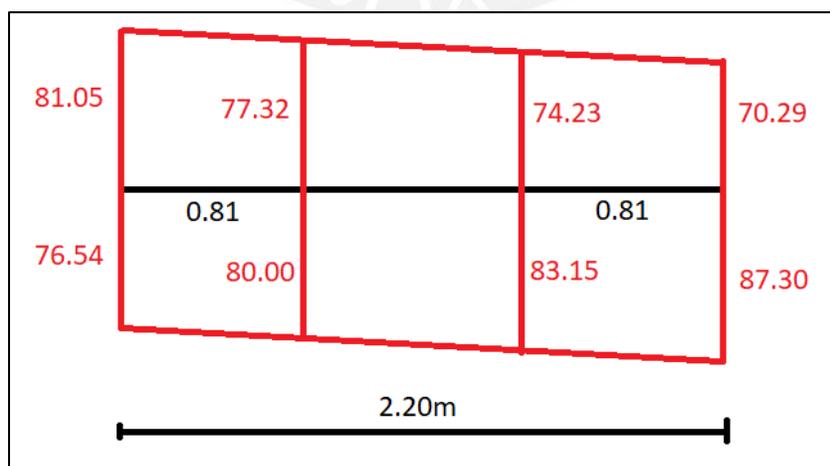


Figura 27. Diagrama de fuerzas cortantes del tramo E-F de la viga del eje 3.

Los valores verticales extremos, son los cortantes (en Toneladas-fuerza) obtenidos a partir del diseño por capacidad, y los valores restantes, son los cortantes obtenidos a partir de 0.81 m (peralte efectivo) de la cara, estos se tomarán como los cortantes últimos.

De los valores de la gráfica, se identifica que 83.15 Tn es el cortante último de mayor valor, el cual se comparará con la cortante nominal resistente ϕV_n . Como ya se mencionó anteriormente, El cortante ϕV_n resulta de la suma de la Cortante del concreto (ϕV_c) y el cortante de los estribos (ϕV_s), el cual resulta un valor de 77.46 Tn.

De lo anterior, se indica que el cortante último es mayor que el cortante nominal resistente, esto se interpreta como el cortante producto de las solicitaciones es mayor que el cortante suministrado a través del refuerzo, es por ello que se concluye que no se cumple el diseño por corte. Esto sucede, debido a las altas solicitaciones producto de los dos muros de concreto armado en los extremos de la viga de acople, generándose altos momentos flectores y fuerzas cortantes.

Es por ello, que se realizará la redistribución de momentos flectores, a través de la inclusión de rótulas parciales que relajarán un cierto porcentaje a los momentos en la viga de acople.

5.3.3. Redistribución de momentos en vigas

Para el caso particular del tramo E-F de la viga del eje 3, se generan altos momentos flectores y fuerzas cortantes dado que dicha viga se encuentra entre dos muros de concreto armado y su longitud es de 2.20 m, por lo que los coeficientes de rigidez aumentan considerablemente. Es por ello, que se procede a redistribuir los momentos.

Excepto cuando se empleen métodos aproximados para el cálculo de los momentos flectores, se permite disminuir los momentos amplificados (M_u) - calculados asumiendo comportamiento lineal elástico de la estructura - en las secciones de máximo momento negativo o máximo momento positivo en cualquier vano de un elemento continuo sometido a flexión, para cualquier distribución de carga supuesta, en no más de $1000\epsilon_t$, donde ϵ_t es la deformación unitaria de tracción en el acero más alejado del borde comprimido de la sección, cuando este alcanza su resistencia nominal (M_n):

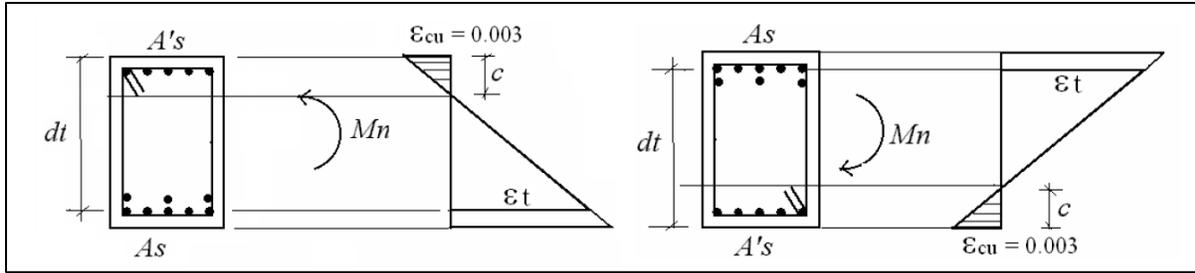


Figura 28. Deformación del acero ϵ_t para flexión positiva y negativa.



Figura 29. Momentos flectores de la viga

Tabla 44. Deformaciones unitarias del acero

	IZQUIERDA	CENTRO	DERECHA
ϵ_t	0.0142	0.0156	0.0142
$1000 * \epsilon_t$	14.192	15.606	14.192

De la Tabla 44 seleccionamos el menor valor y este es el porcentaje de redistribución que aplicaremos para este tramo de viga. Por lo que esta trabajará al 86% de su valor real. Para cumplir con el artículo 8.4.2 de la norma será necesario modificar el término k de la matriz de rigidez de la viga en el modelo:

$$b = 30 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, L_n = 2.20 \text{ m}$$

$$k = \frac{2 * E_c * I_g}{L_n} = 36014.365 \text{ Tn} * m$$

$$\lambda = 0.86: n = \lambda / (1 - \lambda) = 6.143$$

$$k' = k * n = 221231.1 \text{ Tn} * m$$

Dicho factor redistribuye los momentos flectores, dando los siguientes resultados:

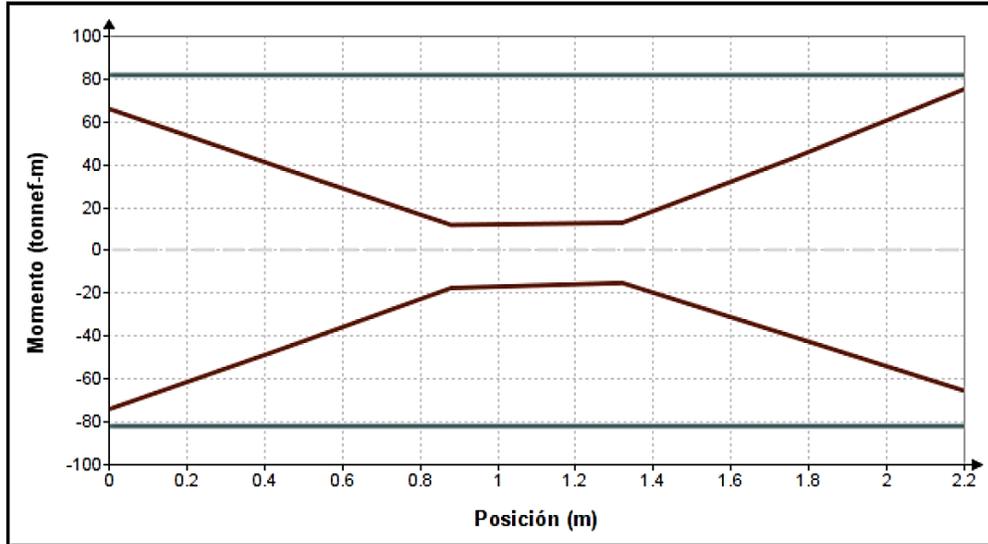


Figura 30. Resistencia a flexión de la viga

El diseño acorde a los momentos flectores redistribuidos se muestra en la tabla anterior de diseño por flexión.

Finalmente, la disposición de los aceros de la viga se muestran a continuación. Cabe señalar, que se presentarán más detalles en los planos de estructuras.

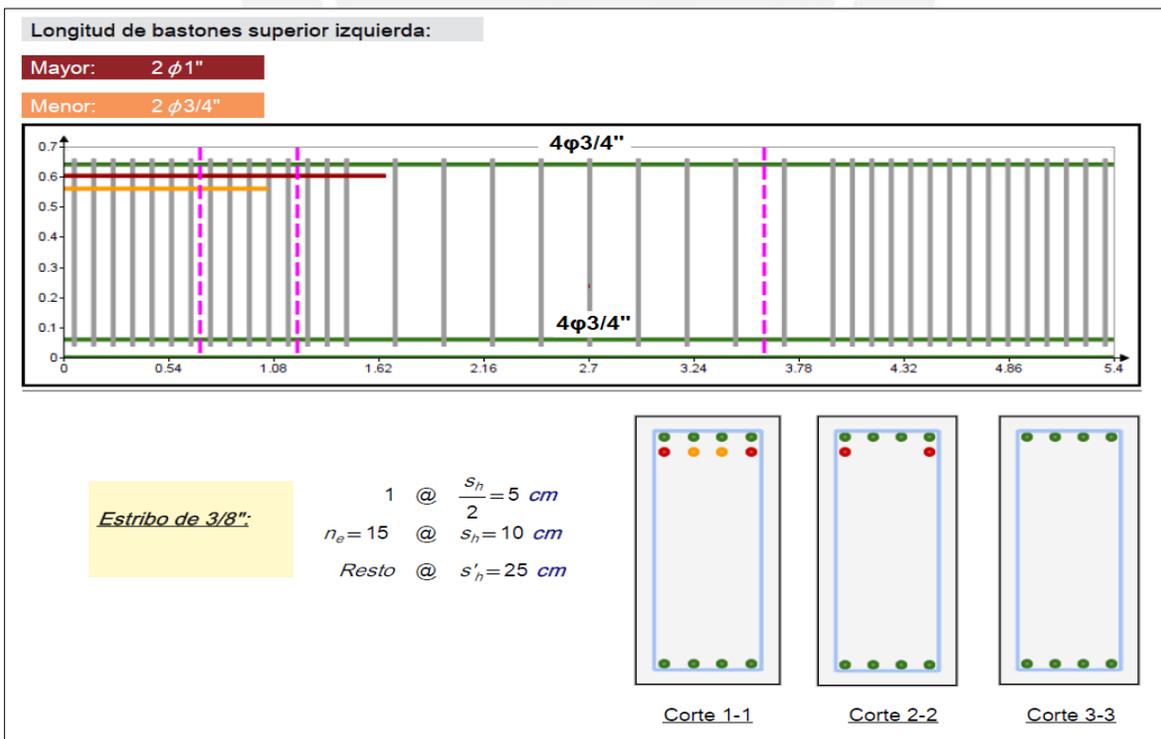


Figura 31. Diseño de la viga eje 3, tramo A-B

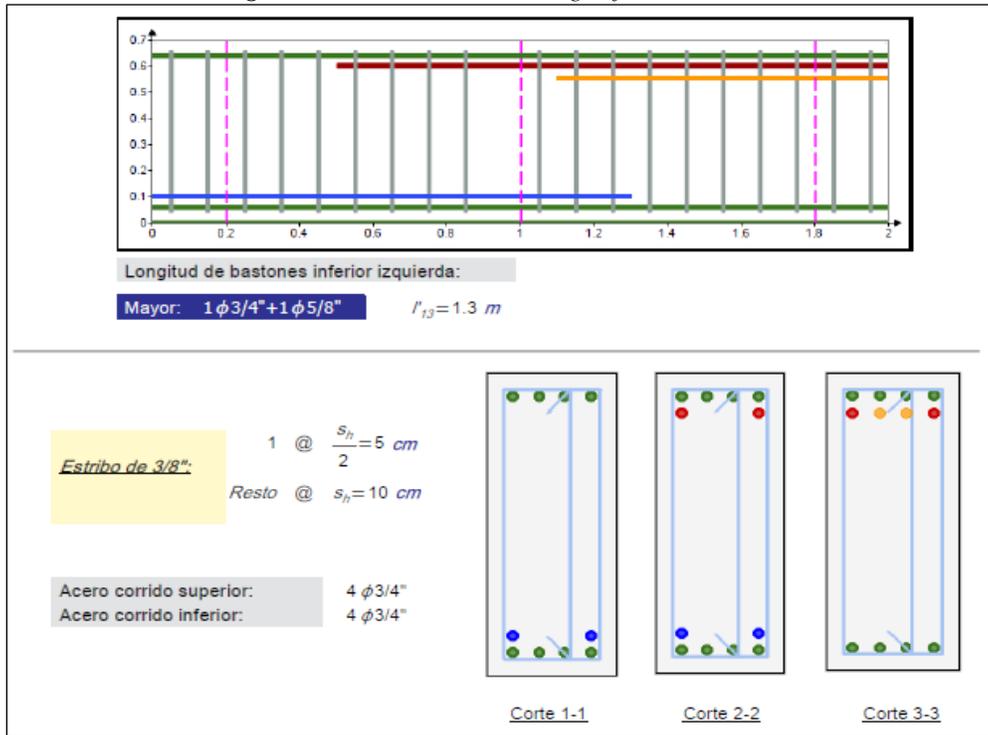


Figura 32. Diseño de la viga eje 3, tramo B-C

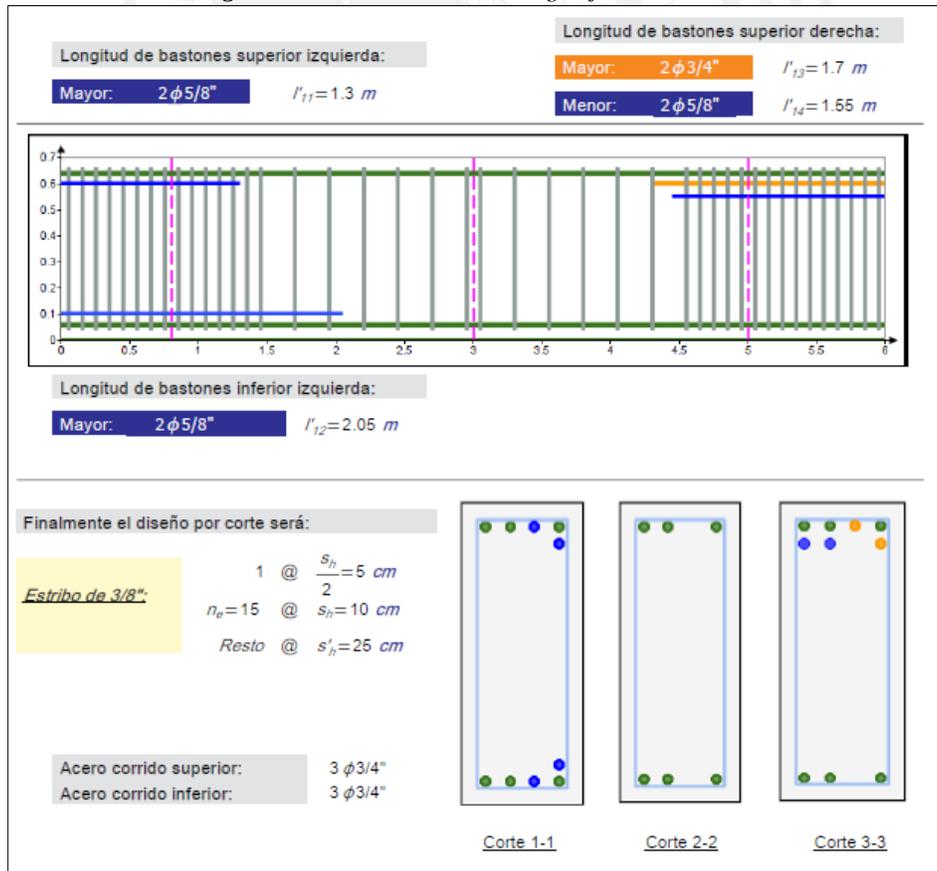


Figura 33. Diseño de la viga eje 3, tramo C-D

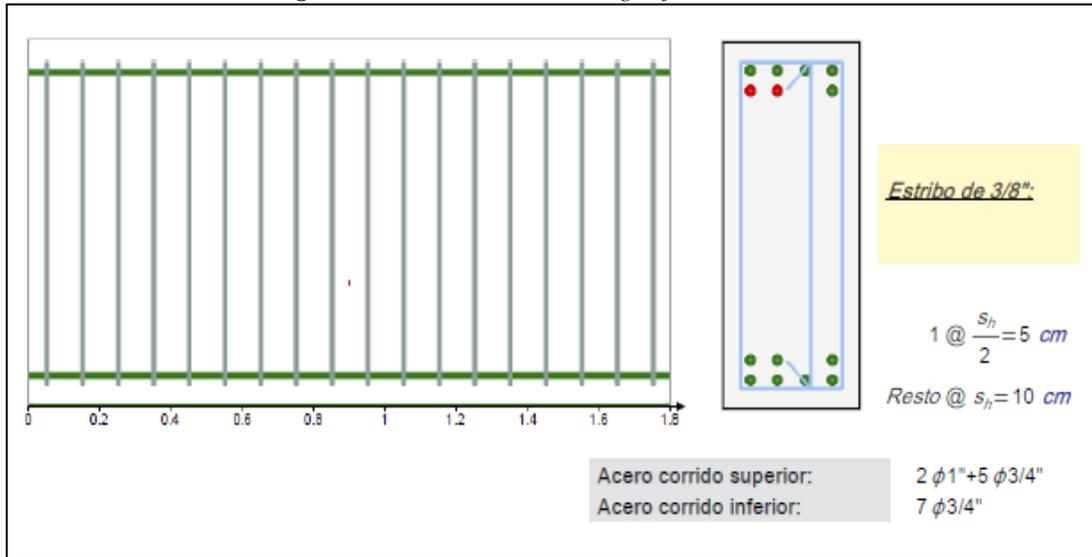


Figura 34. Diseño de la viga eje 3, tramo D-E

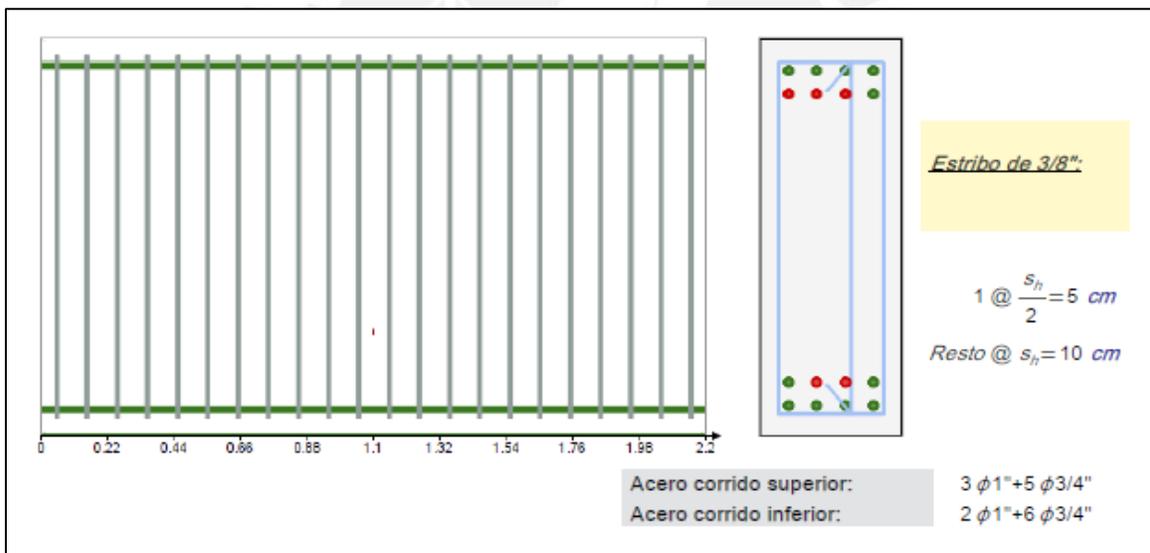


Figura 35. Diseño de la viga eje 3, tramo E-F

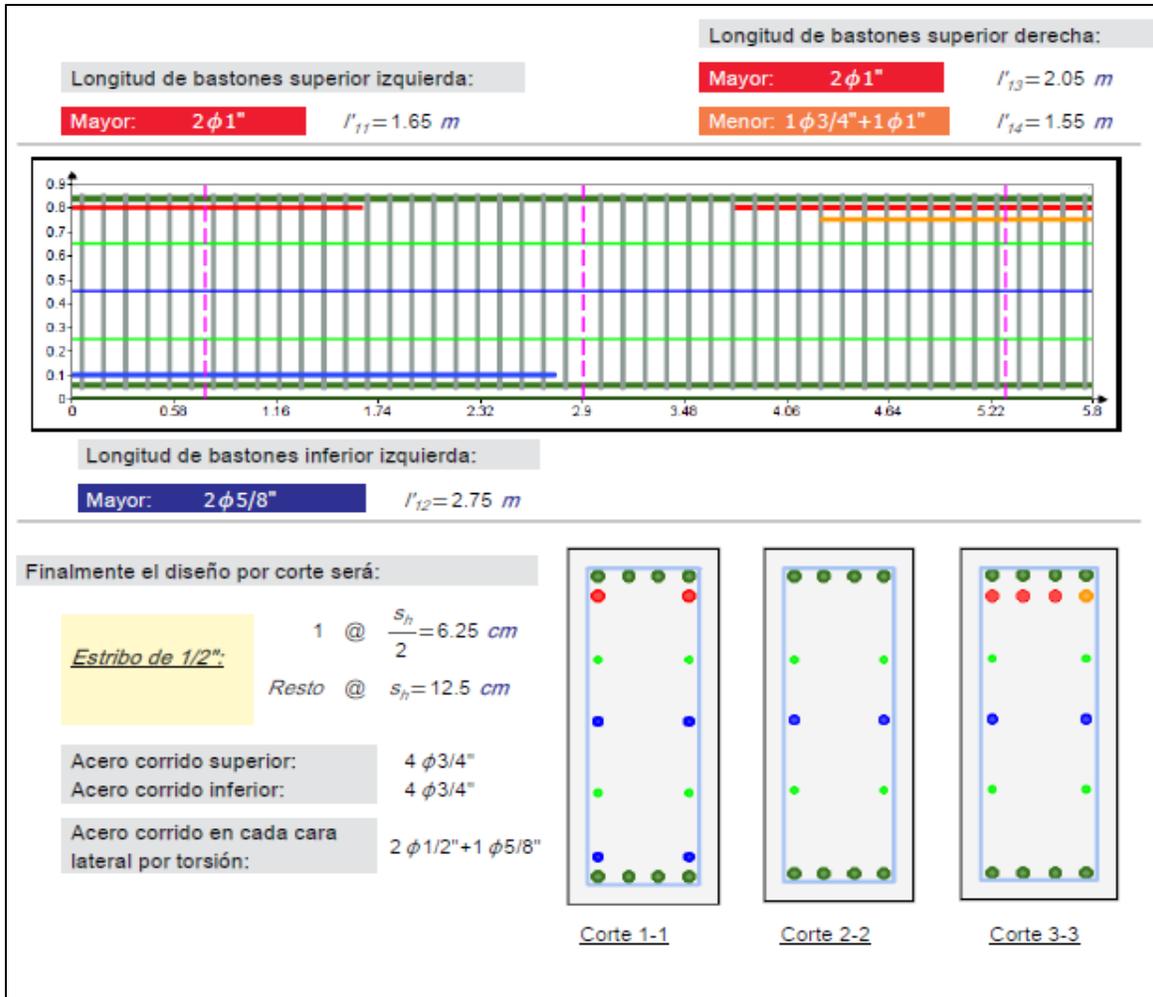


Figura 36. Diseño de la viga eje 3, tramo F-G

5.4. Diseño de columnas

Las columnas son elementos que trabajan principalmente bajo cargas de compresión. También soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal, lo cual puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aún en estos casos, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión por lo que este tipo de fuerzas (compresión) dominan su comportamiento. Para el presente informe se detallará, la columna ubicada entre los ejes B y 3.

5.4.1. Análisis estructural de columnas

Para el análisis de estos elementos utilizaremos valores provenientes de metrado de cargas de áreas tributarias, cabe señalar que en esta ocasión no utilizaremos el modelo geométrico de un programa de cómputo, lo realizaremos de forma manual y únicamente para la carga axial que produce el área tributaria al que corresponde.

Para este caso analizaremos la columna ubicada en el cruce de los ejes D y 3, que es una de las más esforzadas axialmente, el área tributaria correspondiente a esta columna es de 35.16 m².

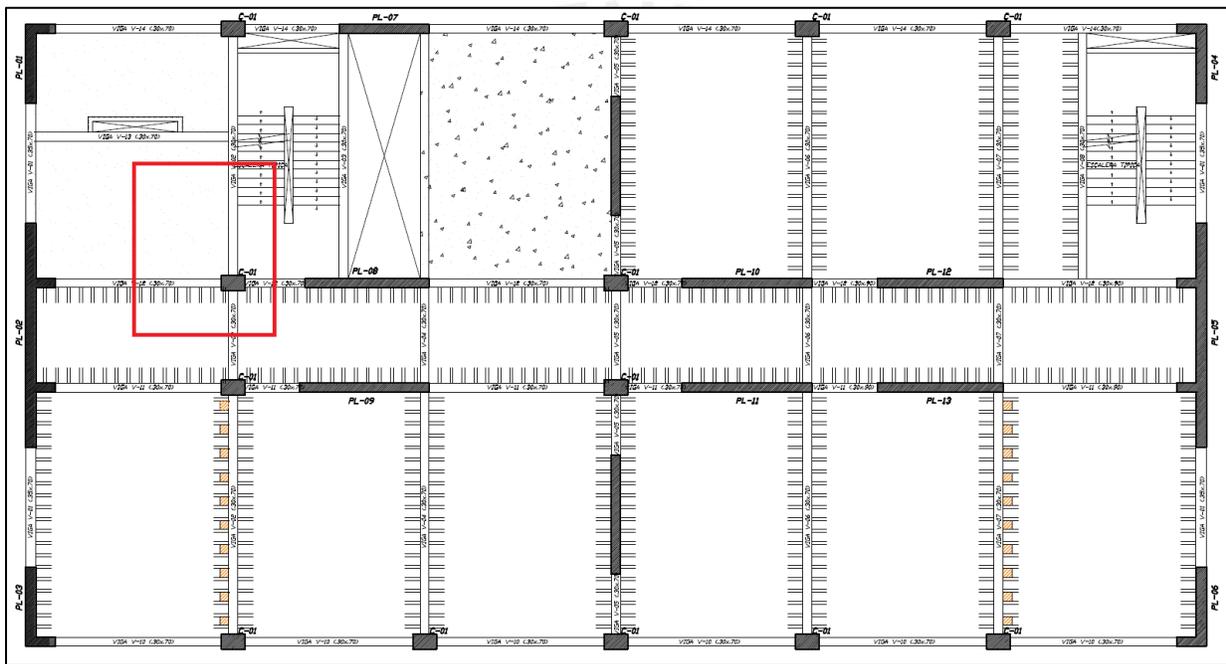


Figura 37. Área tributaria de columna C2

Se realizó el metrado de cargas correspondiente al área tributaria señalado en la figura anterior, en esta se incluyó los pesos de carga muerta del peso propio de la columna, el peso de las vigas tributarias, peso de losas aligeradas, macizas y pisos terminados de áreas tributarias; para la carga viva consideramos dos tipos de sobrecarga debido a los diferentes ambientes que involucraba el área tributaria. En la Tabla 45 se muestra un cuadro comparativo de los resultados de un metrado manual vs lo obtenido por el software ETABS.

Tabla 45. *Metrado de cargas de la columna C2.*

Piso	At (m2)	Metrado manual			Resultados Etabs		
		P muerta (ton)	P viva (ton)	P total (ton)	P muerta (ton)	P viva (ton)	P total (ton)
10	243.70	22.83	5.83	28.66	16.05	3.63	19.68
9	219.33	45.66	12.53	58.19	35.83	10.23	46.06
8	194.96	68.49	19.23	87.72	55.92	16.69	72.61
7	170.59	91.32	25.93	117.25	76.46	23.15	99.61
6	146.22	114.15	32.63	146.78	97.71	29.68	127.39
5	121.85	136.98	39.33	176.31	119.99	36.34	156.33
4	97.48	159.81	46.03	205.84	143.60	43.33	186.94
3	73.11	182.64	52.73	235.37	169.89	49.94	219.82
2	48.74	205.71	59.43	265.14	203.67	57.48	261.15
1	24.37	230.46	66.13	296.59	238.63	65.74	304.37
Márgenes					3.54%	-0.59%	2.62%

Así, podemos verificar que nuestro modelo es bastante aproximado a la realidad, ya que tenemos una diferencia de 2.62% de carga axial. Por lo que de la información obtenida se procederá a utilizar los valores obtenidos de nuestro modelo de Etabs por la confiabilidad de sus resultados.

5.4.2. Diseño en concreto armado de columnas

Para el diseño de la columna se debe tener en cuenta que se deben utilizar cuantías de acero que se sean mayores a 1% y menor a 6%; si fuese mayor a esta última, el armado de dicha sección cambiaría según la Norma E.060. La cuantía para columnas se calcula como muestra la ecuación:

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g}$$

Donde:

ρ : Cuantía de refuerzo

A_{st} : Área de acero total (cm²). Del predimensionamiento: 50 cm x 80 cm

A_g : Área bruta de la sección (cm²)

Calculando la cuantía mínima: $\rho_{\text{mín}} = 1\% \cdot 4000 = 40 \text{ cm}^2$

Calculando la cuantía máxima: $\rho_{\text{máx}} = 6\% \cdot 4000 = 240 \text{ cm}^2$

Tabla 46. Tabla resumen de la cantidad de varillas de acero utilizada

Cant.	3/4"	Cant.	1"	Resultado	Cuantía
16	2.84 cm ²	4	5.1 cm ²	65.84 cm²	1.65%

La Tabla 46 muestra el resultado de las iteraciones que se realizaron para estimar la cantidad de acero que requeriría la sección en base al cálculo de las combinaciones de carga de la máxima carga axial última (Pu máx.), el cual dio como resultado 506 Ton, suficiente para soportar los requerimientos de fuerza axial de dicho elemento. En la Figura 38 se mostrará la distribución de aceros con la que se realizó el análisis final.

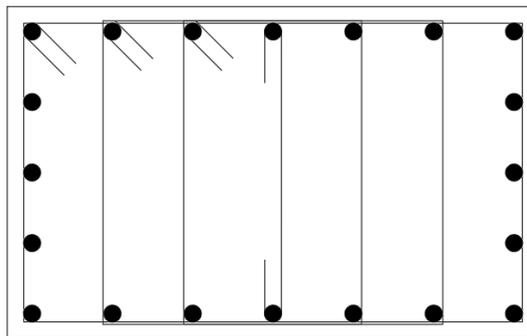


Figura 38. Distribución final de aceros posterior a las iteraciones

Las solicitaciones aplicadas en la base de la columna se muestran en la Tabla 47 y las combinaciones asociadas a estas en la Tabla 48. Cabe señalar, que para el diseño de dicha columna se realizará con el piso 3 dado que este resultado ser el más crítico:

Tabla 47. Cargas aplicadas en la base de la columna

	Pu (Ton)	MuX (Ton-m)	MuY (Ton-m)	VuX (Ton)	VuY (Ton)
CM	248.08	-5.249	2.242	1.068	-2.920
CV	66.32	-1.358	0.774	0.335	-0.746
+Sx	112.68	0.843	21.263	6.576	0.216
-Sx	121.32	0.501	21.453	6.606	0.179
+Sy	36.92	0.241	1.400	5.073	0.593
-Sy	43.86	6.561	1.373	0.545	1.823

Tabla 48. Combinaciones de carga asociadas a las solicitaciones en la base de la columna C-1

	Pu (ton)	MuX (ton.m)	MuY (ton.m)
1.4CM + 1.7CV	460.06	-9.66	4.45
1.25(CM + CV) + Sx	505.68	-7.42	25.03
1.25(CM + CV) - Sx	271.68	-8.76	-17.68
0.9CM + Sx	335.95	-3.88	23.28
0.9CM - Sx	101.95	-5.23	-19.44
1.25(CM + CV) + Sy	429.92	-8.02	5.17
1.25(CM + CV) - Sy	349.14	-14.82	2.40
0.9CM + Sy	260.19	-4.48	3.42
0.9CM - Sy	267.13	1.84	3.39

Teniendo en cuenta el armado de la columna y las solicitaciones de este elemento, se obtiene los siguientes diagramas de interacción:

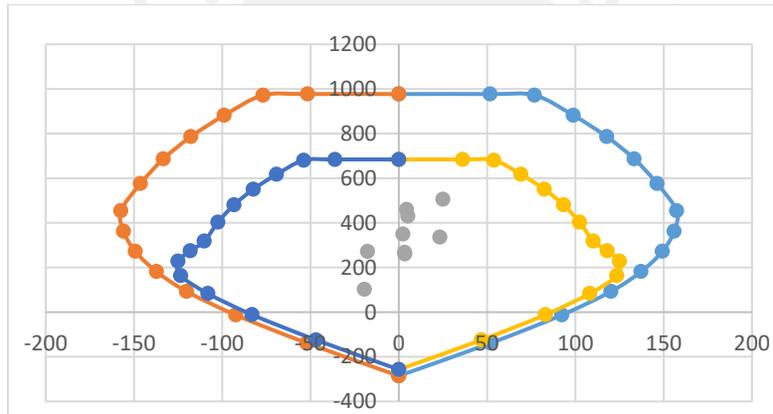


Figura 39. Diagrama de Interacción Carga Axial vs Momento 3 (Eje Y)

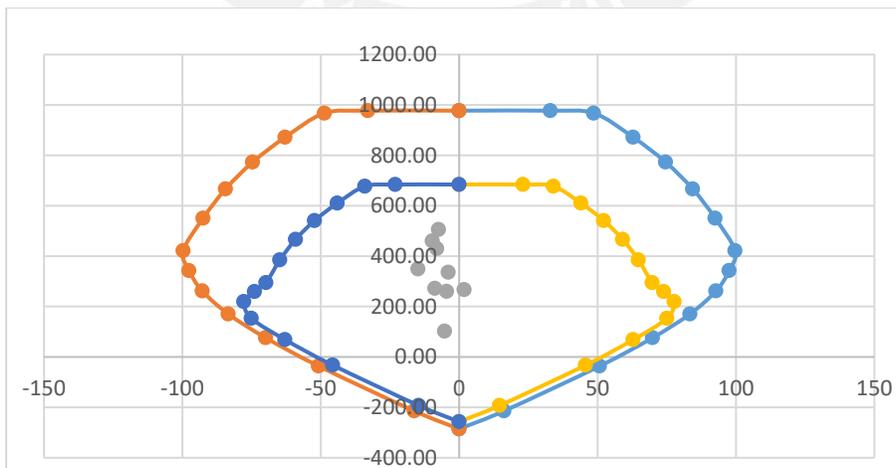


Figura 40. Diagrama de Interacción Carga Axial vs Momento 2 (Eje X)

Los puntos dentro de los diagramas de interacción provienen de la Tabla 48. Estos puntos se encuentran dentro de ambas curvas del diagrama de interacción, con ello se concluye que el diseño por flexo-compresión es el adecuado.

5.4.3. Diseño por corte en columnas

Para el diseño por cortante (capacidad) se tiene que cumplir que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Teniendo el diagrama de interacción y los puntos provenientes de las combinaciones de cargas amplificadas, se debe obtener el momento resistente (M_n) extrapolando una línea horizontal hasta el diagrama de interacción nominal y así obtener dicho Momento. Véase la Figura 41.

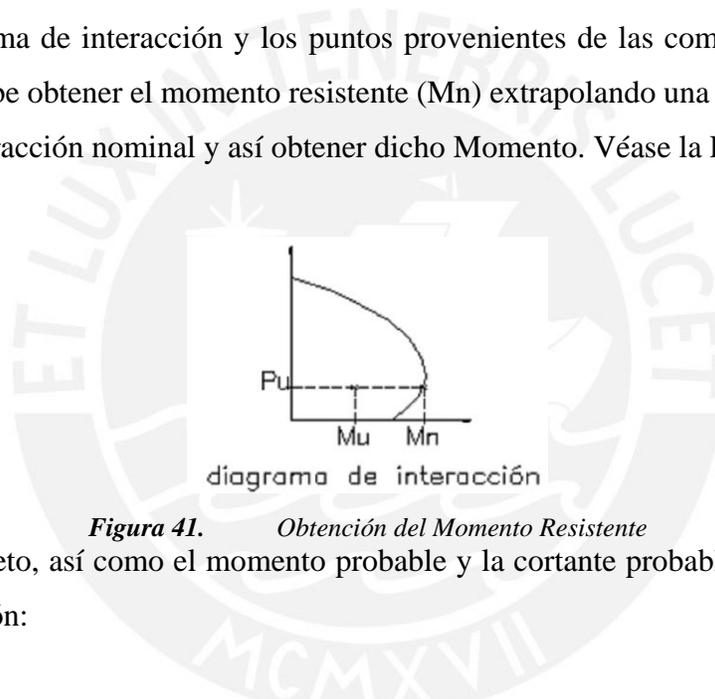


Figura 41. Obtención del Momento Resistente

El aporte del concreto, así como el momento probable y la cortante probable se calcula como se indica a continuación:

- Resistencia al Corte del Concreto: $V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140 A_g}\right) b w d$
- Momento Probable (para edificios de muros de corte): $M_{pr} = M_n$
- Cortante Probable (considerando que la cortante superior e inferior sean las mismas):

$$V_{pr} = \frac{2 M_{pr}}{h}$$
- Cortante que toman los estribos: $V_s = \frac{V_{pr}}{\phi} - V_c$
- Cortante máximo que deben tomar los estribos: $\phi V_s \text{ máx} = 0.85 * 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$
- Espaciamiento de estribos: $s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$

Tabla 49. Aporte del concreto en las direcciones X e Y por cada combinación de carga

	Pu (ton)	VcX (ton.m)	VcY (ton.m)
1.4CM + 1.7CV	460.06	56.86	59.77
1.25 (CM + CV) + Sx	505.68	59.41	62.44
1.25 (CM + CV) - Sx	271.68	46.36	48.73
0.9CM + Sx	335.95	49.95	52.50
0.9CM - Sx	101.95	36.90	38.79
1.25 (CM+CV) + Sy	429.92	55.18	58.01
1.25 (CM+CV) - Sy	349.14	50.68	53.27
0.9CM + Sy	260.19	45.72	48.06
0.9CM - Sy	267.13	46.11	48.47

Siguiendo el procedimiento del capítulo 21.4. de la Norma E.060 debemos realizar el diseño con la menor fuerza cortante entre la calculada anteriormente y el cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.50. Se muestra:

Tabla 50. Cálculo de espaciamiento por eje.

	Vpr	Vc	Vs Requerido	Vsmáx	Verificación Vs<Vsmax?	S (cm)
Vx amplif	64.01	51.16	24.15	105.14	OK	21.74
Vy amplif	59.30	47.71	22.06	105.14	OK	23.79

Notamos que los valores de cortante de esta tabla son menores y será esta la que gobernará nuestro diseño.

Dicho esto, el menor resultado del espaciamiento es 21.74 cm, por lo que para este elemento utilizaremos como espaciamiento máximo 20 cm, para garantizar un mejor confinamiento.

Posteriormente, se calcula los espaciamientos y longitud de confinamiento, mediante los parámetros establecidos por la Norma E.060:

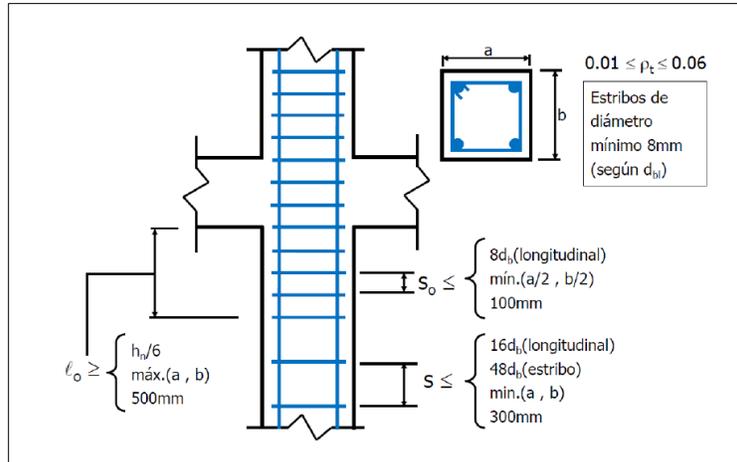


Figura 42. Esquema de espaciamientos de estribos según la norma E0.60

Acorde al acápite 7.10.5.2 de la norma E.060, nos dice que para la zona no confinada:

- $s \leq 16 db = 16 \times 0.0191 = 0.31 \text{ m}$ (db: Diámetro de la barra)
- $s \leq$ menor dimensión de la columna = 0.50 m
- $s \leq 48 d_e = 48 \times (\text{diámetro } 3/8'') = 0.46 \text{ m}$ (d_e: Diámetro del estribo)
- Recomendable menor a 30 cm

De lo anterior, se concluye que el espaciamiento no debe exceder de 0.30 m, sin embargo, a manera de generar un mejor confinamiento el espaciamiento de los estribos de la franja central, y en base a los cálculos obtenidos de la tabla anterior utilizaremos como espaciamiento en la zona central: 20 cm.

Para la zona de confinamiento “Lo” medida desde la cara del nudo, (21.4.5.3) estipula que:

El espaciamiento S₀ no debe exceder al menor de los siguientes valores:

- $8 \times db = 8 \times 0.0191 = 15.28 \text{ cm}$
- $\frac{1}{2} * \text{menor dimensión de la sección transversal} = 50 \text{ cm} / 2 = 25 \text{ cm}$
- 10 cm

La longitud L_o no debe ser menor que el mayor de los siguientes valores:

- $L_o \geq 1/6 h_n = 1/6 \times 400 \text{ cm} = 66.67 \text{ cm}$ (h_n: altura libre del elemento)
- Mayor dimensión de la sección transversal: 80 cm
- 50 cm

De lo anterior, se concluye que la longitud de confinamiento debe ser por lo menos de 0.80 m y el espaciamiento entre estos estribos de la zona confinada no deberá exceder de 10 cm.

Por lo que el armado de los estribos será: 1@0.05, 9@0.10 y Resto @0.20 m.

Siguiendo el mismo procedimiento hemos calculado el diseño de corte para los tres bloques de la columna, como se muestra en la Tabla a continuación:

Tabla 51. Cálculo de espaciamiento de estribos de columna para cada bloque

	V _{pr}	V _c	V _s Requerido	S (cm) Requerido	S(cm) Real
BLOQUE DEL 1ER AL 3ER PISO					
Vx amplif	64.01	51.16	24.15	21.74	20
Vy amplif	59.30	47.71	22.06	23.79	20
BLOQUE DEL 4TO AL 7MO PISO					
Vx amplif	63.84	47.76	27.34	20.20	20
Vy amplif	58.95	45.67	23.68	22.16	20
BLOQUE DEL 8VO AL 10MO PISO					
Vx amplif	46.33	37.59	16.92	31.03	25
Vy amplif	48.74	38.49	15.62	37.14	25

Armado de la columna del 1er al 3er piso:

- Acero Longitudinal: 4φ1" + 16φ3/4"
- Estribos: 03 Estribos: 1@0.05m, 9@0.10m, Resto @0.20 m

Armado de la columna del 4to al 7mo piso:

- Acero Longitudinal: 20φ3/4"
- Estribos: 03 Estribos: 1@0.05m, 9@0.10m, Resto @0.20 m

Armado de la columna del 8vo al 10mo piso:

- Acero Longitudinal: 20φ3/4"
- Estribos: 03 Estribos: 1@0.05m, 9@0.10m, Resto @0.25 m

5.5. Diseño de muros de corte (placas)

Los muros de corte o placas son elementos estructurales de gran importancia dentro de las edificaciones de concreto armado. Brindan rigidez y controlan las deformaciones mejor que el sistema conformado a base de pórticos. Estas soportan cargas laterales y verticales por sismo y cargas verticales por gravedad. Absorben fuerzas cortantes y momentos flectores elevados.

El diseño al igual que en las columnas, se realiza por flexo-compresión y por cortante. Las combinaciones de carga son las mismas expuestas en capítulos anteriores.

5.5.1. Generalidades para diseño de placas

Para el diseño por flexo-compresión, se colocan núcleos confinados en los extremos de la placa, así como el acero distribuido horizontal y vertical en el alma. Luego, se comprobará que todas las combinaciones de cargas se ubiquen dentro del diagrama de interacción. Se muestra el procedimiento para este tipo de diseño:

1. Se definen cuáles serán los núcleos de confinamiento, para lo cual se usará el 10% de la longitud del muro en el sentido que será analizado como longitud de confinamiento, de esta manera se podrá analizar tanto en muros longitudinales, como en forma de “L”, en “U” u otros.
2. A estos núcleos de confinamiento formados se le asignará una cuantía dada entre los valores de 1 a 4%, se empezará usando el 1% por sugerencia del asesor y a partir de ello iteraremos según se crea conveniente.
3. Se verifica el armado por flexocompresión. De no satisfacer las cargas requeridas, se deberá estimar otro armado.

Posteriormente, se realiza el diseño por corte (capacidad) para verificar que la placa pueda absorber fuerza cortante de manera adecuada y sismorresistente. Para el diseño por cortante se considera el aporte del concreto y del acero distribuido en el alma. La N.T.E. E060 indica las siguientes consideraciones para el diseño:

1. Se procede a diseñar por corte a partir de las solicitaciones obtenidas del análisis estructural. Luego, se diseña por capacidad a partir de la cortante asociada a la carga axial (P_u) que dé como resultado el mayor momento nominal.

$$V_u = V_{ua} (M_n / M_{ua})$$

Donde: V_{ua} y M_{ua} son el cortante y el momento amplificados de las combinaciones de carga y M_n es el momento nominal resistente de la sección asociado a la carga axial (P_u). El cociente M_n/M_{ua} no puede ser mayor al factor de reducción (R). Ver figura 43.

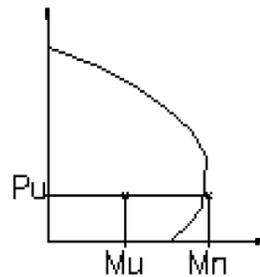


Figura 43. Ejemplo de Diagrama de interacción

2. Acorde al capítulo 11.10.5 de la norma E.060, se tiene que el aporte del concreto no debe exceder de: $V_c \leq A_c w (\alpha c \sqrt{f'c})$

Donde:

αc es 0.25 para una relación de h_m/l_m menor o igual a 1.5; 0.17 para h_m/l_m mayor o igual a 2; para valores intermedios varía linealmente. h_m es la altura total del muro y l_m es la longitud total del muro. Siendo $A_c w$ el área de corte de la placa ($A_c w = \text{espesor} * 80\% \text{ longitud total del muro en la dirección que será analizado}$) ($A_c w$ y $f'c$ en mm^2 y Mpa).

3. Si se cumple que: $V_u \leq 0.085 A_c w \sqrt{f'c}$ (capítulo 11.10.7 de la norma) Acorde al capítulo 14.3.1:
 - La cuantía mínima del refuerzo horizontal es 0.002
 - La cuantía mínima del refuerzo vertical es 0.0015
4. Si V_u excede de ϕV_c se debe proveer refuerzo por corte. El aporte del acero distribuido (V_s) se determina con la siguiente expresión:

$$V_s = A_{cw} \times \rho_h \times f_y$$

Donde: ρ_h : la cuantía del acero del refuerzo horizontal distribuido.

5. Si $V_u > \phi V_c / 2$, La cuantía mínima del refuerzo horizontal y vertical es 0.0025.

El espaciamiento del refuerzo vertical y horizontal no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni 15 cm.

6. Si el espesor del muro es mayor a 20 cm se debe distribuir el refuerzo vertical y horizontal en dos capas.

Para el presente trabajo, se realizará el diseño de la placa central ubicada en el eje G-G, y se realizará el diseño por bloques para los pisos del 1 al 3, del piso 4 al 6 y del piso 7 al 10.

5.5.2. Diseño en concreto armado de muros de corte (flexocompresión)

Se colocarán los núcleos de confinamiento en los extremos y en las zonas donde llegan vigas perpendiculares al plano de la placa. Luego, se colocará el refuerzo vertical distribuido a lo largo de la longitud del muro. Del análisis estructural, se tiene las siguientes combinaciones de cargas y momentos actuantes. Posteriormente, se verificará que los pares de carga, momento flector último y carga axial última sean menores a los resistidos por la sección, es decir que se encuentren dentro del diagrama de interacción. Las combinaciones por las cargas aplicadas en la base de la placa son mostradas en Tabla 53.

Tabla 52. Casos de cargas para el piso 1

Output Case	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
CV	-134.60	0.00	1.00	0.08	-15.80
Sismo+Y	5.63	316.18	0.29	1.63	4222.64
Sismo-Y	5.63	316.18	0.29	1.63	4222.64
Sismo+X	146.94	24.33	21.98	127.41	364.20
Sismo-X	146.94	24.33	21.98	127.41	364.20
Carga muerta	-658.75	-1.41	2.45	1.30	71.33

Tabla 53. Cargas provenientes de las combinaciones para el piso 1

Output Case	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1.4CM+1.7CV	-1151.06	-1.97	5.13	1.95	72.99
1.25 (CM+CV) + Sx	-844.74	22.57	26.29	129.13	433.60
1.25 (CM+CV) - Sx	-1138.62	-26.09	-17.67	-125.69	-294.80
1.25 (CM+CV) + Sy	-986.05	314.42	4.60	3.35	4292.05
1.25 (CM+CV) - Sy	-997.31	-317.94	4.03	0.09	-4153.24
0.9 CM + Sx	-445.93	23.06	24.19	128.58	428.39
0.9 CM - Sx	-739.82	-25.60	-19.77	-126.24	-300.01
0.9 CM + Sy	-587.24	314.92	2.49	2.80	4286.84
0.9 CM - Sy	-598.51	-317.45	1.92	-0.46	-4158.45

DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN:

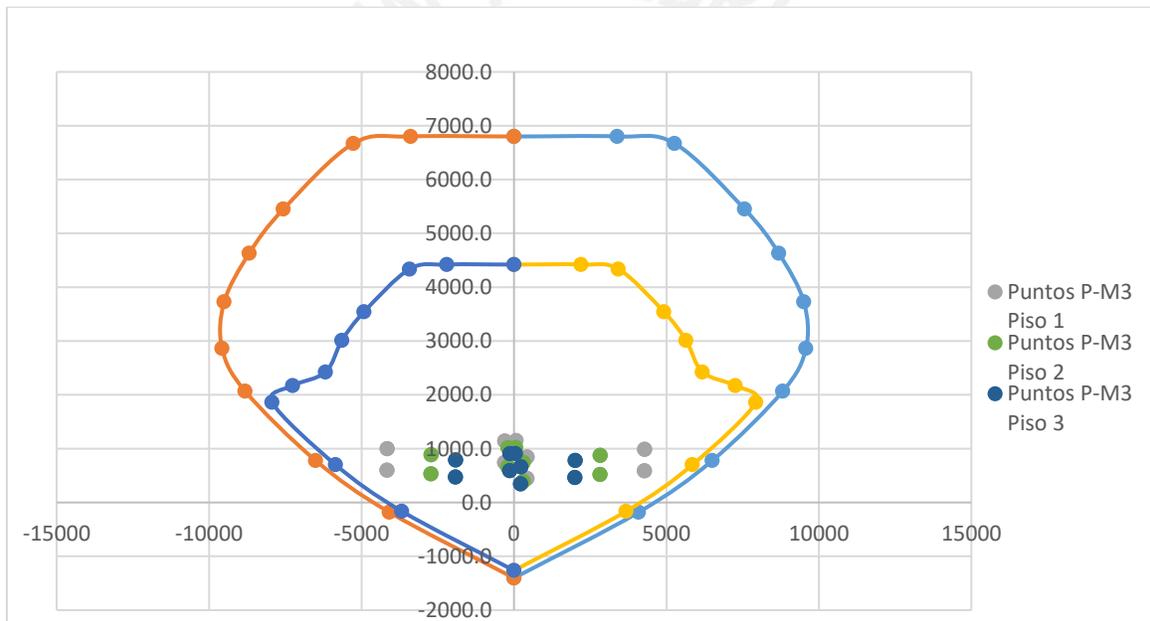


Figura 44. Diagrama de Interacción en el eje 3-3 de los pisos 1, 2 y 3

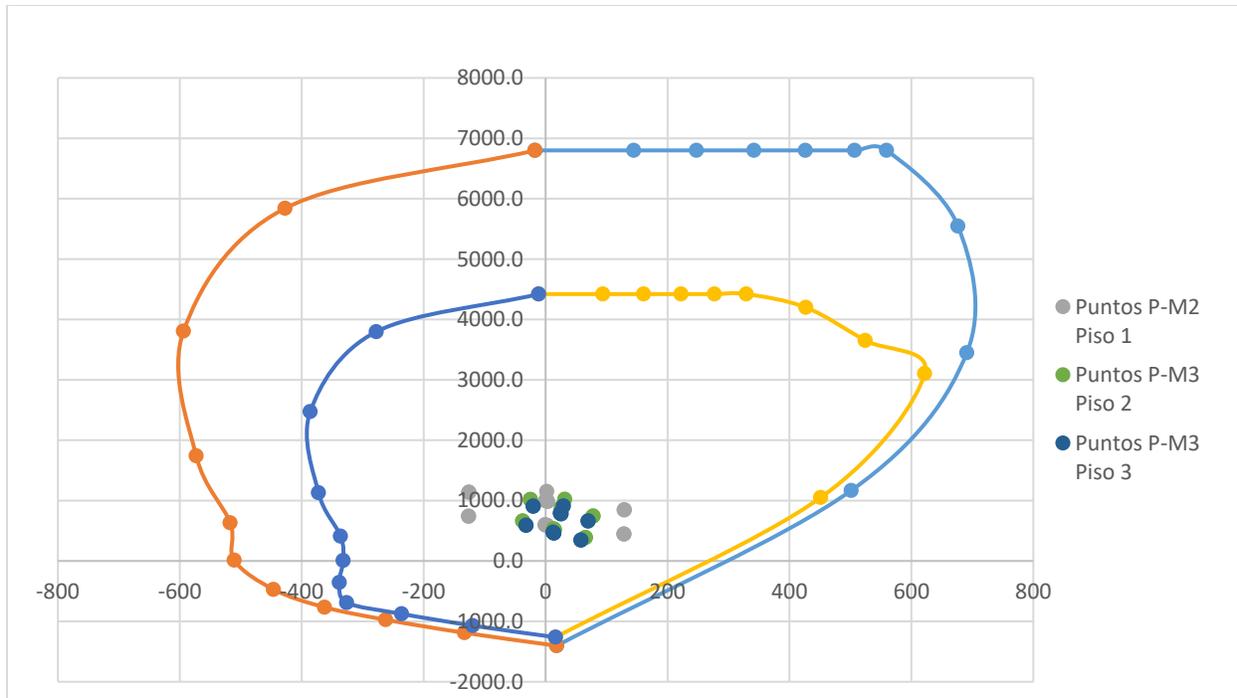


Figura 45. Diagrama de Interacción en el eje 2-2 de los pisos 1, 2 y 3

Todos los puntos se encuentran dentro de los diagramas de interacción, entonces el diseño por flexo-compresión es el adecuado.

5.5.3. Diseño por fuerza cortante en muros de corte

Se analizará en la dirección y piso más crítico del muro, donde la placa absorberá mayor cortante basal, por ende, se analizará en la dirección 2-2 y el piso 3.

1. Si se traza una línea horizontal a partir del punto que corresponde a $M_3=2003.94$ Tn-m (momento último actuante) en el diagrama de interacción P vs M_3 , resulta un Momento nominal de 5600 Tn-m (momento último resistente). Este momento último actuante, corresponde a un cortante de 277.20 Tn, por lo que se calculará el cortante último de diseño con la siguiente fórmula:

$$V_u = 277.20 * \left(\frac{5600}{2003.94} \right) = 774.63 \text{ Tn}$$

2. Teniendo calculado el V_u , se calcula el aporte del concreto, el cortante nominal y el cortante nominal máximo, a través de las fórmulas:

$$a. \phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * A_{cw} = 158.30 \text{ Tn}$$

$$b. V_s = (V_u / \phi) - V_c = 725.09 \text{ Ton}$$

$$c. V_s \text{ máx} = 2.1 \sqrt{f'c} * d_w * 0.8 * L = 737.93 \text{ Ton}$$

Se corrobora que el $V_s < V_s \text{ máx}$.

$$d. V_n = V_s + V_c = 725.09 + 186.24 = 911.33$$

$$e. V_n \text{ máx} = 2.6 * \sqrt{f'c} * A_{cw} = 1142.04 \text{ Tn}$$

Siendo $A_{cw} = l_m * b$, en la dirección que está siendo analizada

3. El refuerzo de la malla se calcula a partir de lo indicado en el artículo 11.10 de la norma E.060, donde señala que si $V_u < V_u \text{ máx}$, las cuantías mínimas serán 0.002 y 0.0015, para refuerzo horizontal y vertical, respectivamente.

Se calcula el $V_u \text{ máx}$:

$$V_u \text{ máx} = 0.27 * \sqrt{f'c} * A_{cw} = 118.60 \text{ Tn}$$

Claramente V_u es mayor que $V_u \text{ máx}$, por lo que se requerirá el refuerzo por corte, donde el artículo 11.10.10, señala lo siguiente:

Si $V_u > V_u \text{ máx}$, entonces se calculará la cuantía horizontal a través de la fórmula:

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} * f_y} = \frac{725.09 \text{ Tn}}{7.5 \text{ m} * 0.35 \text{ m} * 4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.00658$$

A partir de ello se calcula la cuantía vertical, la cual se relaciona con la horizontal mediante la siguiente fórmula:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) * (\rho_h - 0.0025) = 0.00001$$

Sin embargo, la cuantía vertical mínima según la norma E.060 es de 0.0025, por ende, esta última sería la cuantía vertical.

4. Posteriormente, se coloca la malla vertical y horizontal, para después calcular el espaciamiento horizontal y vertical, a través de la fórmula:

$$sh = \frac{N^{\circ} \text{ hileras} * Ab}{\rho h * em} = \frac{2 * 2}{0.00658 * 35} = 17.36 \text{ cm}$$

Siendo Ab: Área de la barra en malla. Para este caso, dado la gran cantidad de cortante sísmico que absorbe el muro, resulta un acero en malla horizontal de 5/8", que tiene un área de 2 cm².

Según la fórmula resulta 17.45 cm, sin embargo, el espaciamiento debe ser múltiplo de 5, por lo que resulta 15 cm de espaciamiento horizontal en malla. Y para el caso de la malla vertical se mantiene con el mismo espaciamiento que en el diseño por flexo-compresión.

5. En base a los procedimientos antes mencionados, se calcula para el eje vertical los cortantes, se calculará el armado de la malla y su espaciamiento. Cabe señalar que para este análisis se tienen dimensiones de 1 m x 0.30 m. A continuación, se muestra la Tabla 54:

Tabla 54. Cálculo de espaciamiento para malla horizontal

Vc (ton)	42.57
Vua (ton)	35.55
Mur/Mua	3
Vu (Tn)	106.64
Vs (ton)	82.89
Estribos	1/2"
ramas	2
S (cm)	20

Posteriormente, procedemos a calcular las dimensiones de los núcleos de confinamiento de la placa, esta placa tendrá 4 núcleos de confinamiento, dos de ellos en los extremos de la placa y los otros dos de manera perpendicular en el centro de esta, con el objetivo de confinar mejor dichas zonas que son donde se anclan vigas con altas solicitaciones, de esta manera logramos simular mejor el empotramiento.

5.5.4. Núcleos de confinamiento

El primer paso será saber si debemos confinar o no, para ello se deberá cumplir al menos una de estas dos condiciones:

$$C \geq \frac{lm}{600(\sigma_u/hm)}; \quad \text{donde: } \sigma_u/hm \geq 0.005$$

$$\sigma_u \geq 0.20 * f'c$$

Resolviendo la primera condición:

$$\sigma_u/hm = 1.32 / 3725 = 0.00035; \text{ por lo tanto, utilizaremos } \sigma_u/hm = 0.005$$

Entonces:

$$C \geq \frac{lm}{600(\sigma_u/hm)} = \frac{750}{600 * 0.005} = 250 \text{ cm}$$

Tabla 55. Cálculo del eje neutro en la zona alta y baja del muro de corte

Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)									
Station Location	ID	Edge Length (m)	Governing Combo	P _u tonf	M _u tonf-m	Stress Comp tonf/m ²	Stress Limit tonf/m ²	C Depth m	C Limit m
Top-Left	Leg 1	0.5375	Comb4	944.1005	-2499.7811	912.85	420	1.075	1.66667
Top-Right	Leg 1	0.645	Comb4	944.1005	2657.966	952.08	420	1.29	1.66667
Bottom-Left	Leg 1	0.755	Comb4	997.313	-4153.2384	1339.51	420	1.505	1.66667
Bottom-Right	Leg 1	0.755	Comb4	997.313	4292.0455	1373.94	420	1.505	1.66667

Dado que C es 1.50 m, este no es mayor que 2.50 m; así que, si solo consideramos esta condición, no deberíamos confinar; para confirmar si confinaremos el núcleo verificaremos la segunda condición:

$$\sigma_u \geq 0.20 * f'c$$

$$137.4 \text{ kg/cm}^2 \geq 56 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que el esfuerzo último en la base de esta placa es mayor al 20% del $f'c$, entonces confirmamos que si requiere confinamiento.

El siguiente paso es calcular la longitud de confinamiento, este será el mayor de los siguientes valores:

$$L_{eb} = \text{máx} \{C - 0.10 * lm ; C/2\}$$

$$C - 0.10 * lm = 1.50 - 0.10 * 5.50 = 0.95 \text{ m}$$

$$C/2 = \frac{1.50}{2} = 0.75 \text{ m}$$

Por ello, la longitud de confinamiento del primer bloque para esta placa será 1.00 m desde cada extremo en el eje Y.

Para X, se confinará todo el núcleo del eje 2 y 3, con ello se garantizará el empotramiento de las vigas que llegan a estas placas.

Asimismo, sabemos que en estas áreas la cuantía debe estar entre 1 a 4 %, por lo que se empezó iterando con una cuantía de 1.5% para las áreas en mención. Sin embargo, tampoco resultaron suficientes, para que las solicitaciones se encuentren dentro del diagrama de interacción, por lo que el armado de los núcleos extremos, resultó con 18 aceros de 1" con 3 estribos de 5/8" espaciados cada 15 cm, intercalado con la malla horizontal. En los núcleos centrales resultaron 14 aceros de 3/4".

Para el caso de los núcleos centrales, por tratarse de núcleos perpendiculares al plano principal del muro, estos tienen el comportamiento similar al de una columna, por lo que para el diseño horizontal se usará lo indicado en el capítulo 21.4.5 de la norma E.060. Donde indica lo siguiente:

En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = $8 \times 2.54 \times 0.75 = 15.24$ cm
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento: $30/2 = 15$ cm
- 10 cm

Por lo que el espaciamiento en la zona confinada es de 10 cm.

La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento: $350 / 6 = 58.33$ cm
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento: 100 cm
- 50 cm

Por lo que la longitud de la zona confinada es de 100 cm.

Fuera de la longitud L_o , el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con los artículos 7.10 y 11.5.5.1. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm.

- $d/2 = 80/2 = 40$ cm
- 60 cm
- Máxima combinación que resulta un cortante que recibe el muro en la dirección 3-3: 69.87
 T_n
- 30 cm

Por lo que el espaciamiento en la zona no confinada es de 30 cm.

Finalmente, el espaciamiento para los núcleos centrales resulta: 2 estribos de $3/8''$, espaciados $1 @ 0.05$ m, $10 @ 0.1$ m y Resto $@ 0.30$ m.

De esta manera obtenemos la distribución de acero de los núcleos de confinamiento. Y con esto, podemos obtener los planos finales que se verán en los Anexos.

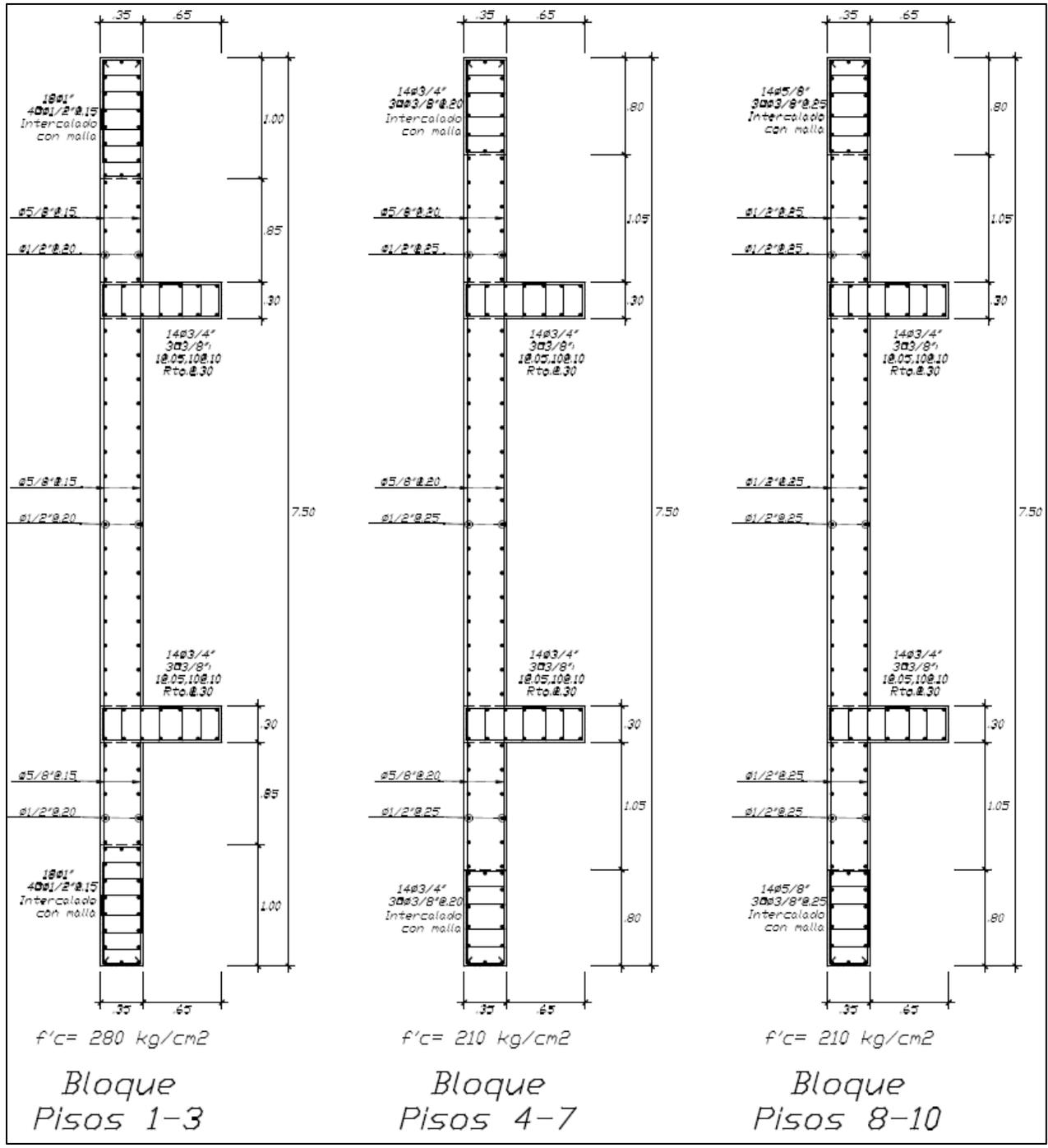


Figura 46. Diseño final la Placa P-5 en tres bloques.

5.6. Diseño de Cimentaciones

Para el diseño de cimentaciones se empezará con el dimensionado de la cimentación, control de presiones y luego el cálculo del refuerzo con las verificaciones necesarias en concreto armado.

Cabe resaltar que la cimentación de toda estructura transmitirá todas las cargas al suelo que la sostiene, por lo que es indispensable contemplar sus propiedades, entre ellas la capacidad portante como la más importante para el diseño. Para cumplir con ello, se utilizarán dos tipos de cimentación, los cuales serán zapatas aisladas para columnas y zapatas combinadas para más de un elemento vertical, que conectaremos entre sí a través de vigas de cimentación.

5.6.1. Dimensionamiento de la cimentación

El objetivo de ese apartado es obtener las dimensiones de la cimentación, de tal manera que el esfuerzo en el suelo no exceda su capacidad portante. Debido a la particularidad de la arquitectura del proyecto y a los límites de propiedad, entre otros factores, detallaremos un listado de consideraciones que se utilizarán en este proceso.

- Dado que el terreno dispone de área libre tanto por delante como por detrás del edificio, las zapatas aprovecharán estos espacios libres como volados en este sentido, pese a ello si se limitará en el otro eje por los límites de propiedad por lo que allí encontraremos zapatas excéntricas.
- El esfuerzo máximo que puede admitir el suelo es igual a su capacidad portante, proveniente de un estudio de mecánica de suelos (EMS), este valor fue dado al inicio del proyecto como 4 kg/cm².
- En el caso de las zapatas aisladas se dispondrá como armadura solo una malla inferior, mientras que en las combinadas se dispondrá superior e inferior.

Como ejemplo para este capítulo tomaremos una de las zapatas más importantes del proyecto, que es la zapata Z1, que debe transmitir al suelo las cargas de los siguientes elementos: PL-01, PL-02, PL-03, C1 y PL-07, adicional a ello consideraremos la carga debido al peso del suelo ubicada sobre

la zapata y el peso propio de esta zapata que se calculará a partir de sus dimensiones, como estas son variables utilizaremos un proceso iterativo.

En la Figura 47 se presenta la estructuración de cimentación, incluyendo las vigas de cimentación que conectan las zapatas con el fin de mitigar el momento de volteo de los elementos excéntricos.

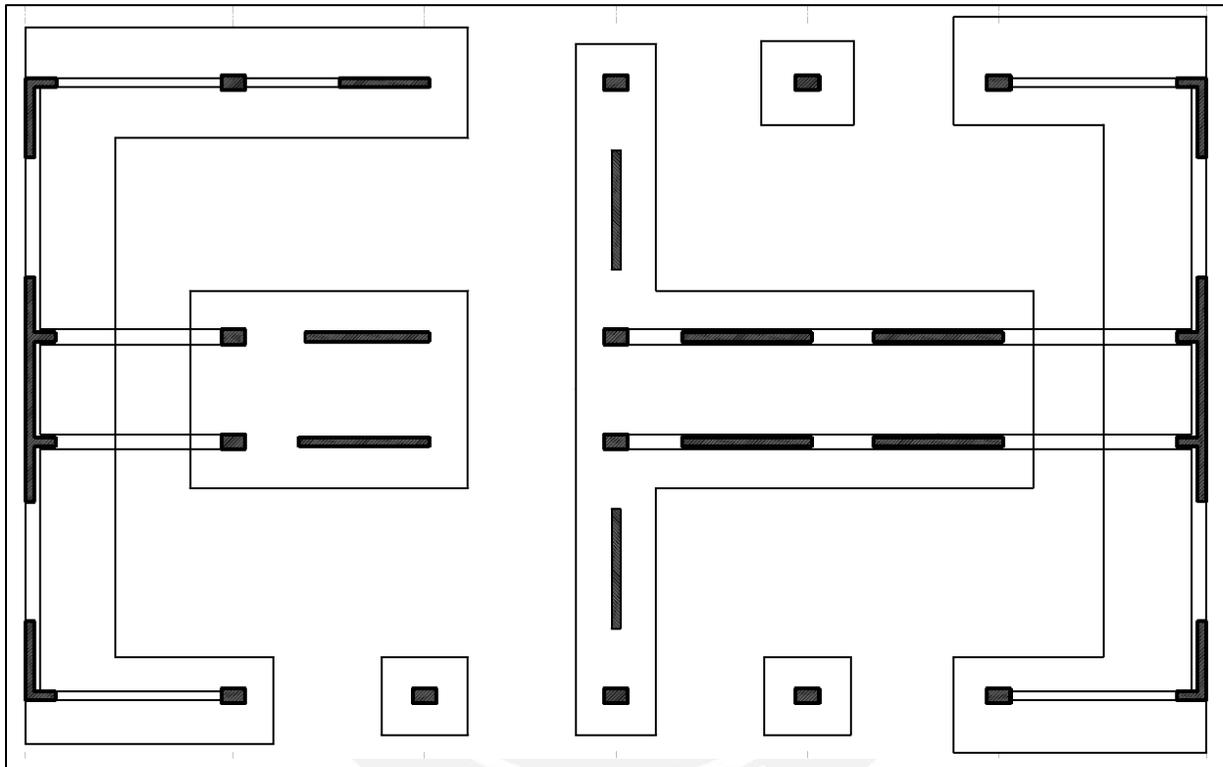


Figura 47. Vista en planta de la cimentación dimensionada para el edificio

5.6.2. Verificación de esfuerzos

Procederemos a verificar que los esfuerzos producto de las solicitaciones del edificio no excedan a los valores admisibles del suelo, tanto por cargas de gravedad como por sismo. Para ello el primer paso es verificar si contamos con algún eje de simetría en nuestra zapata, a partir de la ubicación del centroide, la cual se muestra en la Figura 48.

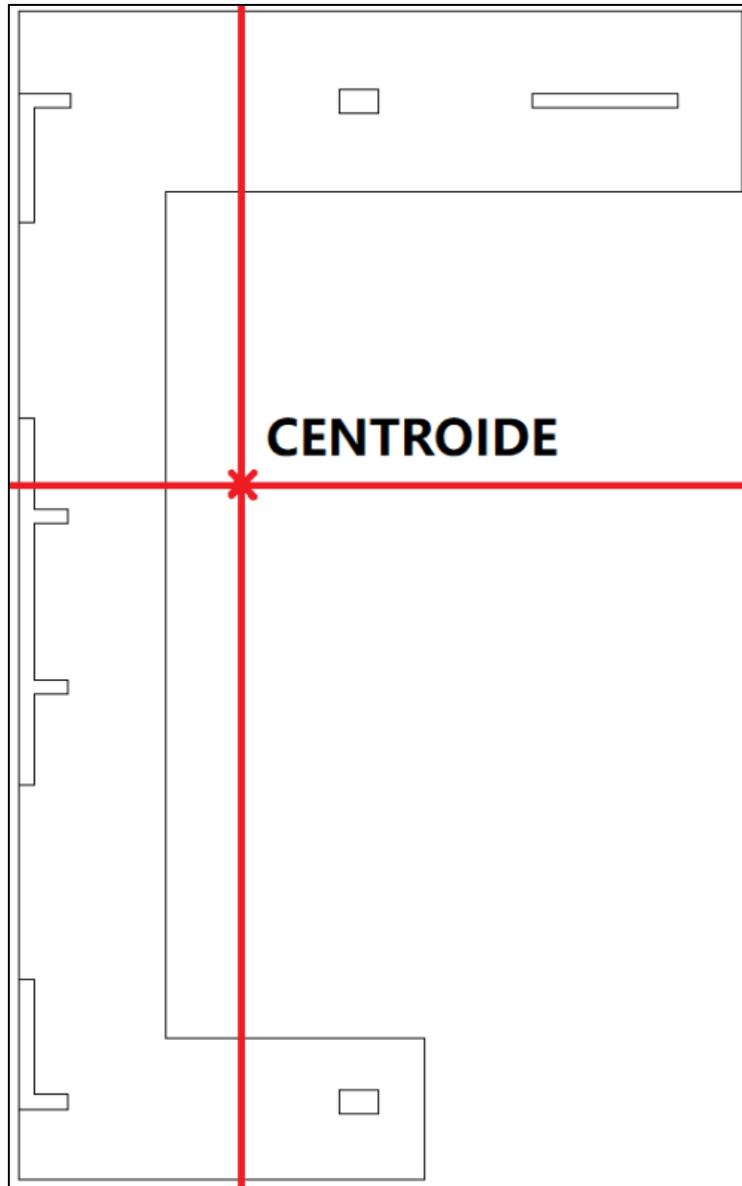


Figura 48. Centroide de zapata Z1

De la figura anterior, tenemos que la zapata tiene una forma asimétrica; por lo tanto, la fórmula tradicional se complementa añadiendo el producto de inercia y utilizaremos la siguiente expresión para calcular los esfuerzos de la reacción del suelo sobre la zapata.

$$\sigma_x = \frac{P}{A} - \frac{y'I_{y'} - z'I_{y'z'}}{I_z'I_{y'} - I_{y'z'}^2} M_{z'} + \frac{z'I_{z'} - y'I_{y'z'}}{I_z'I_{y'} - I_{y'z'}^2} M_{y'}$$

5.6.2.1. Verificación por cargas de gravedad

La siguiente tabla expresa las reacciones de presión y momentos, únicamente para cargas de gravedad, no se está considerando combinaciones de sismo.

Tabla 56. Cargas de gravedad para el dimensionamiento de Z1

PARA XX			PARA YY		
Pm acum =	2000.22		Mm acum =	13.92	
Pv acum =	414.68		Mv acum =	4.45	
Mm acum =	-80.12		Psy acum =	501.41	
Mv acum =	17.90		Msismo acum =	786.11	
Psxx acum =	407.47				
Msismo acum =	-5402.81				
P	2929.51	ton			
Mx	-2505.42	Ton.m	My	-687.64	Ton.m
x (+)	10.59	m	y (+)	10.24	m
x (-)	-4.31	m	y (-)	-13.36	m
Iyy =	1934.47	m4	Ixx =	8774.13	m4
Ixy =	-1468.37	m4			

Utilizando solo cargas de gravedad, **el valor máximo fue: σ máx = 25.45 ton/m²**, la cual se presentó en el punto (-4.31; 10.24) m, coordenadas a partir del centroide. Ver figura 49.

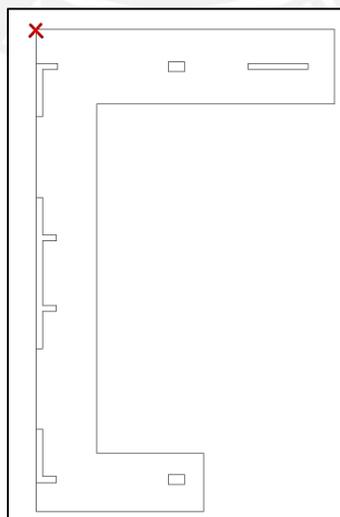


Figura 49. Ubicación del punto más esforzado con cargas de gravedad (Zapata Z1)

5.6.2.2. Verificación por cargas incluyendo sismo

La siguiente tabla expresa las reacciones de presión y momentos, producto de las cargas que generan los sismos.

Tabla 57. Cargas de sismo para el dimensionamiento de Z1

PARA XX			PARA YY		
Pm acum=	2000.22				
Pv acum=	414.68				
Mm acum=	-80.12		Mm acum=	13.92	
Mv acum=	17.90		Mv acum=	4.45	
Psxx acum=	407.47		Psy y acum=	501.41	
Msismo acum=	-5402.81		Msismo acum=	786.11	
P (+)	3255.48	ton	P (+)	3330.64	ton
P (-)	2603.53	ton	P (-)	2528.38	ton
Mx (+)	-6377.02	ton*m	My (+)	-333.63	ton*m
Mx (-)	1366.18	ton*m	My (-)	-1041.64	ton*m
x (+)	10.59	m	y (+)	10.24	m
x (-)	-4.31	m	y (-)	-13.36	m
Iyy=	1934.47	m4	Ixx=	8774.13	m4
Ixy=	-1468.37	m4			

Dado que cada variable tiene un máximo y mínimo debido al sentido del sismo en cada eje, el valor máximo de estas combinaciones resultó: $\sigma \text{ máx} = 39.32 \text{ ton/m}^2$, la cual se presentó en el punto (10.59; 10.24) m, coordenadas a partir del centroide. Ver figura 50.

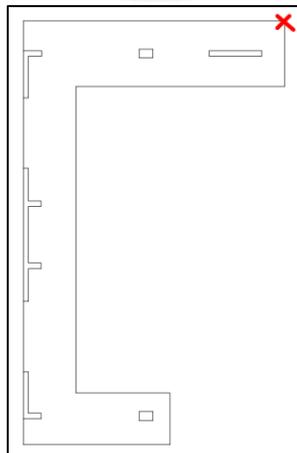


Figura 50. Ubicación del punto más esforzado con cargas de sismo (Zapata Z1)

Podemos verificar que ninguno de los valores excede al valor máximo admisible, dado que la Norma permite amplificar la capacidad del suelo cuando se considera sismo (1.30 veces), por lo que en ambos casos las dimensiones cumplen con los requerimientos, gravedad menor que 40 ton/m² y sismo menor que 52 ton/m² como se muestra en la Tabla 58.

Tabla 58. Verificación de esfuerzos máximos en Zapata Z1

Tipo de análisis	σ máx (ton/m ²)	σ diseño (ton/m ²)	σ adm (ton/m ²)	% σ adm.	σ diseño < σ adm
GRAVEDAD	25.45	38.18	40.00	95.44%	OK
SISMO	39.32	49.15	52.00	94.52%	OK

Para el cálculo de **σ diseño**, se amplificó el esfuerzo máximo de gravedad por 1.50 y el esfuerzo máximo de sismo por 1.25. El esfuerzo de diseño que utilizaremos para el diseño en concreto armado será el mayor de estos dos valores: **σ diseño= 49.15 ton/m²**.

5.6.3. Diseño en concreto armado de la zapata Z1

Ya habiendo definido las dimensiones en planta de la zapata, se procede a diseñar por resistencia con el fin de calcular el refuerzo de acero. Para ello el primer paso será calcular el peralte de la sección que vamos a diseñar. Para ello, tenemos que saber que la cortante se da de dos formas: por flexión (a d de la cara de la columna), y por punzonamiento (a d/2 de la cara). A continuación, explicaremos a detalle cada una de ellas.

5.6.3.1. Verificación por corte

En zapatas, al no tener estribos, el concreto deberá resistir toda la fuerza cortante, para calcular la resistencia al corte suministrada por el concreto utilizaremos la siguiente fórmula:

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

La sollicitación viene dada por la resultante del esfuerzo de diseño ($\sigma_u = 49.15 \text{ ton/m}^2$) distribuido por el área en planta de la zapata. Esta fuerza distribuida actúa como reacción del suelo hacia la zapata, a partir de ello calcularemos las fuerzas cortantes que produce en las zonas más críticas de la zapata.

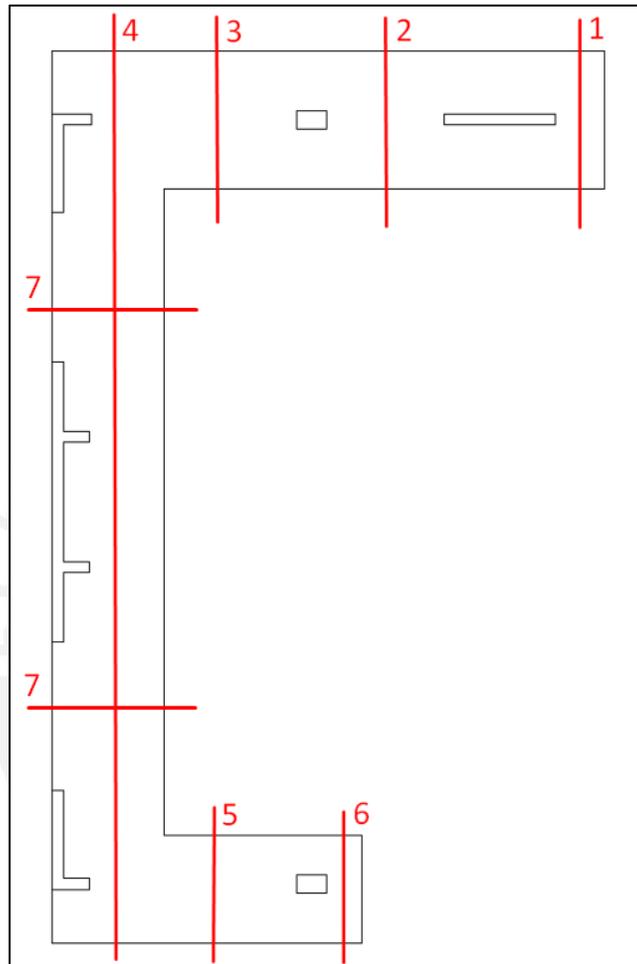


Figura 51. Zonas críticas sometidas a fuerza cortante

Tabla 59. Verificación de resistencia del concreto a corte para la fuerza cortante última actuante

Caso	Ln	S	d	Vu (Ton)	ϕV_c (Ton)	Verificación
1	1.30	3.70	0.90	18.86	217.39	OK
2	3.15	3.70	0.90	117.76	217.39	OK
3	5.55	3.70	0.90	327.10	217.39	Necesita VC
4	2.65	23.95	0.90	82.51	1407.19	OK
5	5.55	2.90	0.90	256.38	170.39	Necesita VC
6	0.95	2.90	0.90	2.36	170.39	OK
7	4.00	3.00	0.90	155.60	176.27	OK

Para el cálculo del ϕV_c se ha asumido una altura de zapata de 1.00 m. Por lo que de la Tabla 59 verificamos que existen dos secciones críticas donde el V_u es mayor a la resistencia del concreto, por lo que en esas secciones incorporaremos vigas de conexión para añadirle resistencia al corte a estas secciones. Sin embargo, podemos notar que las secciones 2, y 7 tienen un V_u cercano al ϕV_c , por lo que, con el objetivo de asegurar un óptimo comportamiento estructural, aquí también añadiremos vigas de conexión.

5.6.3.2. Verificación por punzonamiento

Para el análisis por punzonamiento utilizaremos la siguiente ecuación:

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Donde:

b_o = perímetro de punzonamiento

En este caso nuestra fuerza cortante V_u para la verificación será considerando la mayor combinación amplificada proveniente de las cargas axiales de la columna. La siguiente tabla se calculó con $d= 0.90\text{m}$, por lo tanto, $h= 1.00\text{m}$.

Tabla 60. Verificación por punzonamiento de fuerza cortante

VERIFICACION PUNZONAMIENTO		
ϕV_c	728.57	ton
V_u	402.84	ton

En la Tabla 61 notamos que nuestra zapata resiste muy bien el efecto de punzonamiento de la columna más cargada de la zapata.

Finalmente, utilizaremos peralte de 1.00m en nuestra zapata.

Para facilitar el diseño de refuerzo de la zapata se ha hecho una división en tres bloques, a continuación:

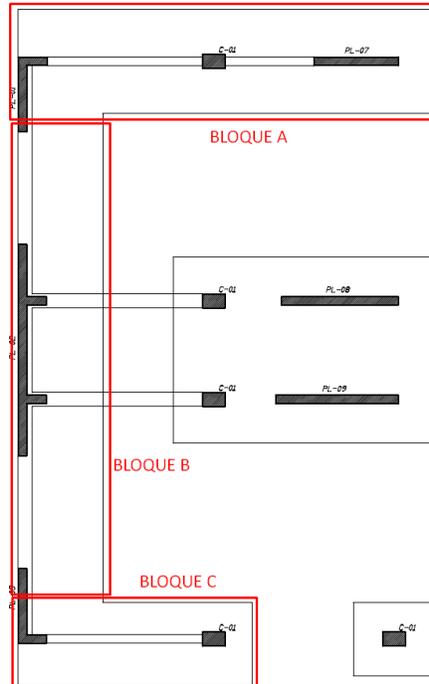


Figura 52. Bloques predominantes de zapata Z-01.

De cada bloque se calculó el acero superior e inferior en cada una de sus dos direcciones, a continuación:

Tabla 61. Cálculo del refuerzo por flexión de la zapata Z1

DISEÑO POR FLEXION			
Bloque	Momentos flectores (ton.m)		Espaciamiento diseño (cm)
A	<i>Mux+</i>	147.71	10
	<i>Mux-</i>	97.33	15
	<i>Muy+</i>	103.00	15
	<i>Muy-</i>	11.00	30
B	<i>Mux+</i>	50.09	30
	<i>Mux-</i>	31.44	30
	<i>Muy+</i>	111.56	15
	<i>Muy-</i>	64.00	25
C	<i>Mux+</i>	70.04	20
	<i>Mux-</i>	9.22	30
	<i>Muy+</i>	63.00	25
	<i>Muy-</i>	10.00	30

Para el cálculo del espaciamiento se usó acero de diámetro 1" para todo el elemento, las separaciones de 30 cm son debido al A_s mín: 16.20 cm² por bloque de 1.00m de ancho.

5.6.4. Diseño de Vigas de Cimentación

Debido a que las placas se encuentran en el límite de propiedad de la planta, la carga vertical tiene una excentricidad respecto del centro de gravedad del cimiento. Esta excentricidad y la carga vertical producen un momento flector y su vez esfuerzos muy elevados que el suelo no es capaz de soportar. De esta manera se coloca una viga de cimentación que conecte este cimiento con una zapata en la misma dirección para soportar todo el momento flector, con ello se logrará que el suelo tenga una presión uniformemente repartida gracias a que esta viga de cimentación controlará el posible giro.

En este caso se conecta el cimiento de la placa 2 y la zapata que alberga dos columnas C-01 y las placas 08 y 09 con una viga de cimentación de (.50x1.60).

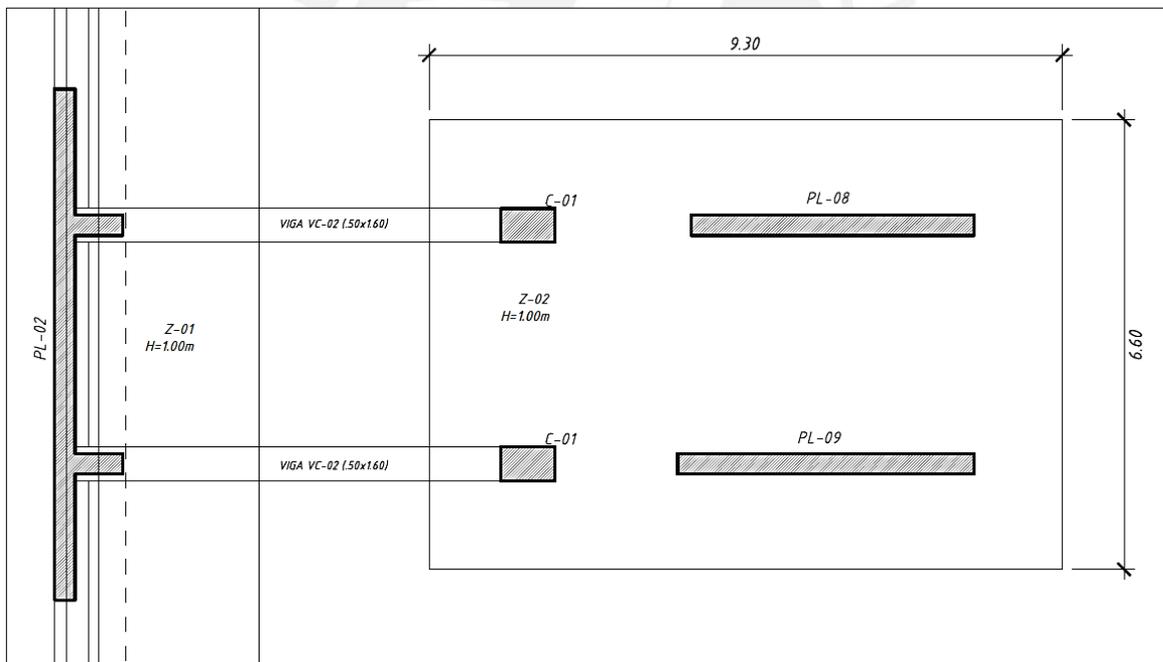


Figura 53. Vigas de cimentación que unen las Zapatas Z-01 y Zapata Z-02

Estas vigas de cimentación se pueden modelar del lado izquierdo como un empotrado y del lado derecho como apoyo simple. Del Software SAFE 2016, se modeló la cimentación y dichas vigas, de las cuales se muestran los resultados del diagrama de momentos flectores y fuerzas cortantes, lo cuales servirán para el diseño por flexión y corte de dichas vigas:

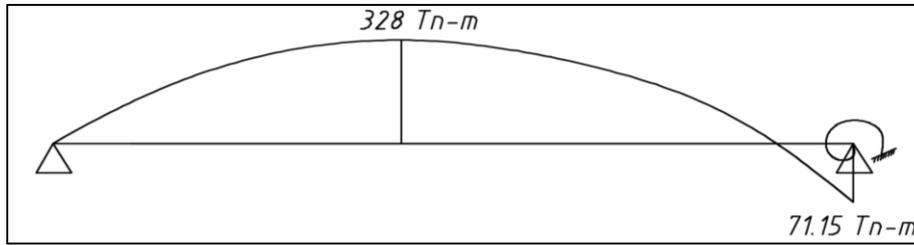


Figura 54. DMF de Viga de cimentación VC-02 que unen las Zapatas Z-01 y Z-02

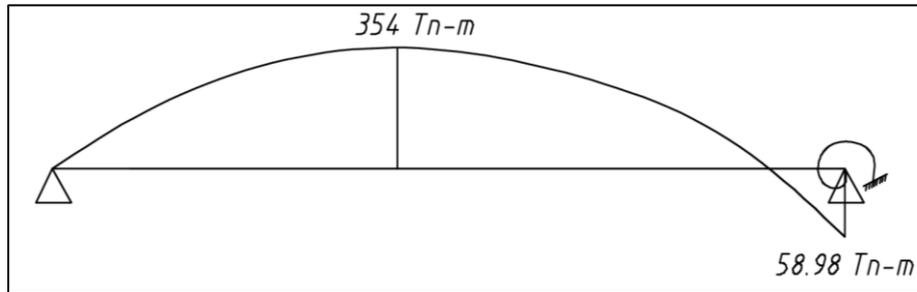


Figura 55. DMF de Viga de cimentación VC-03 que unen las Zapatas Z-01 y Z-02

Las dimensiones a considerar en el diseño son $b = 50 \text{ cm}$ y $h = 160 \text{ cm}$, estas dimensiones resultaron de un proceso iterativo por el cual se corroboró que dichas medidas son suficientes para soportar las fuerzas internas.

El diseño por flexión se realizará acorde al diseño mostrado en vigas correspondiente al capítulo 6.3. A continuación se muestran las fórmulas utilizadas para el cálculo de “a” y el área de acero requerido:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|Mu|}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b}} \quad As = \frac{|Mu|}{\phi \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

Tabla 62. Diseño por flexión de viga de cimentación

	M (Tn-m)	b (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	# varillas 1"	Armado
VC2 +	328	50	152	210	29.78	60.17	12	3 capas de 4Ø1"
VC2 -	71.15	50	155	210	5.82	12.38	2	1 capa de 4Ø1"
VC3 +	341	50	152	210	31.11	61.20	12	3 capas de 4Ø1"
VC3 -	58.98	50	155	210	4.81	10.23	2	1 capa de 4Ø1"

Se armará la viga corriendo 4Ø1" superior e inferior. Se cumple con que el acero colocado inferior sea por lo menos 1/3 del acero colocado superior ($61.2/3 = 20.40 \text{ cm}^2$).

El diseño por Corte también se realizará utilizando los principios de vigas. Las fuerzas de corte resultaron:

$$VC-02+= 57.06 \text{ Tn}, VC-02-= 93.63 \text{ Tn} \text{ y } VC-03+= 58.03 \text{ Tn}, VC-03-= 94.73 \text{ Tn}$$

El aporte del concreto es:

$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 50 \times 152 = 49.62 \text{ ton}$, donde se verifica que $\Phi V_c < V_u$ en todos los casos, por lo que se requieren de estribos de confinamiento.

La separación en la zona confinada se calculará acorde a lo estipulado en el capítulo 21.4.4.4 de la norma E.060:

- $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm: $152/4 = 38 \text{ cm}$
- Diez veces el d_b longitudinal confinada de menor diámetro: $10 \times 2.54 \text{ cm} = 25.40 \text{ cm}$
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento: $24 \times 3/8'' = 17.04 \text{ cm}$
- 300 mm.

El espaciamiento en la zona confinada será el menor de los valores calculados y múltiplo de 5, es decir 15 cm. La zona confinada será 2 veces el peralte efectivo: 3.20 m; sin embargo, dado que la viga tiene 5.90 m, todo el elemento se encontrará confinado.

De los resultados anteriores se indica que la distribución de estribos para la VC-02 y VC-03 será: $\emptyset 3/8''$: 1@0.05 m y Resto @0.15 m.

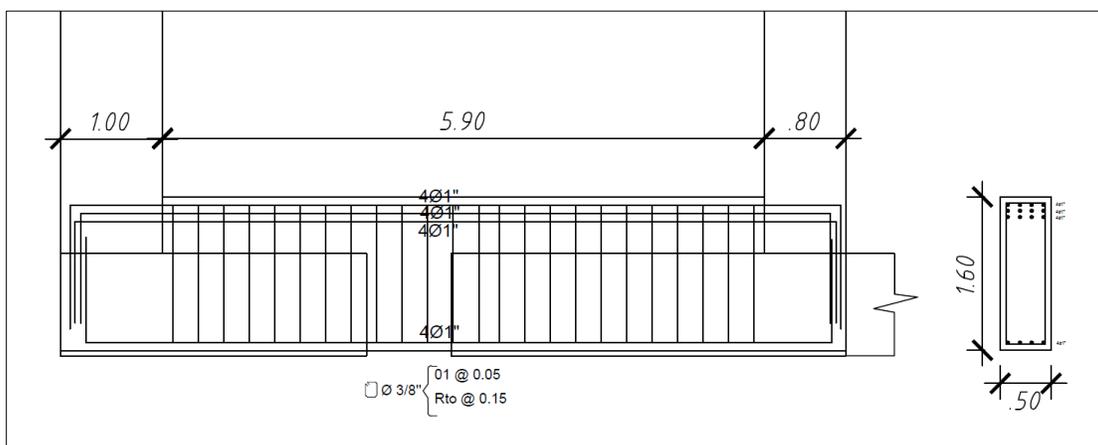


Figura 56. Distribución de aceros de la VC-02 y VC03

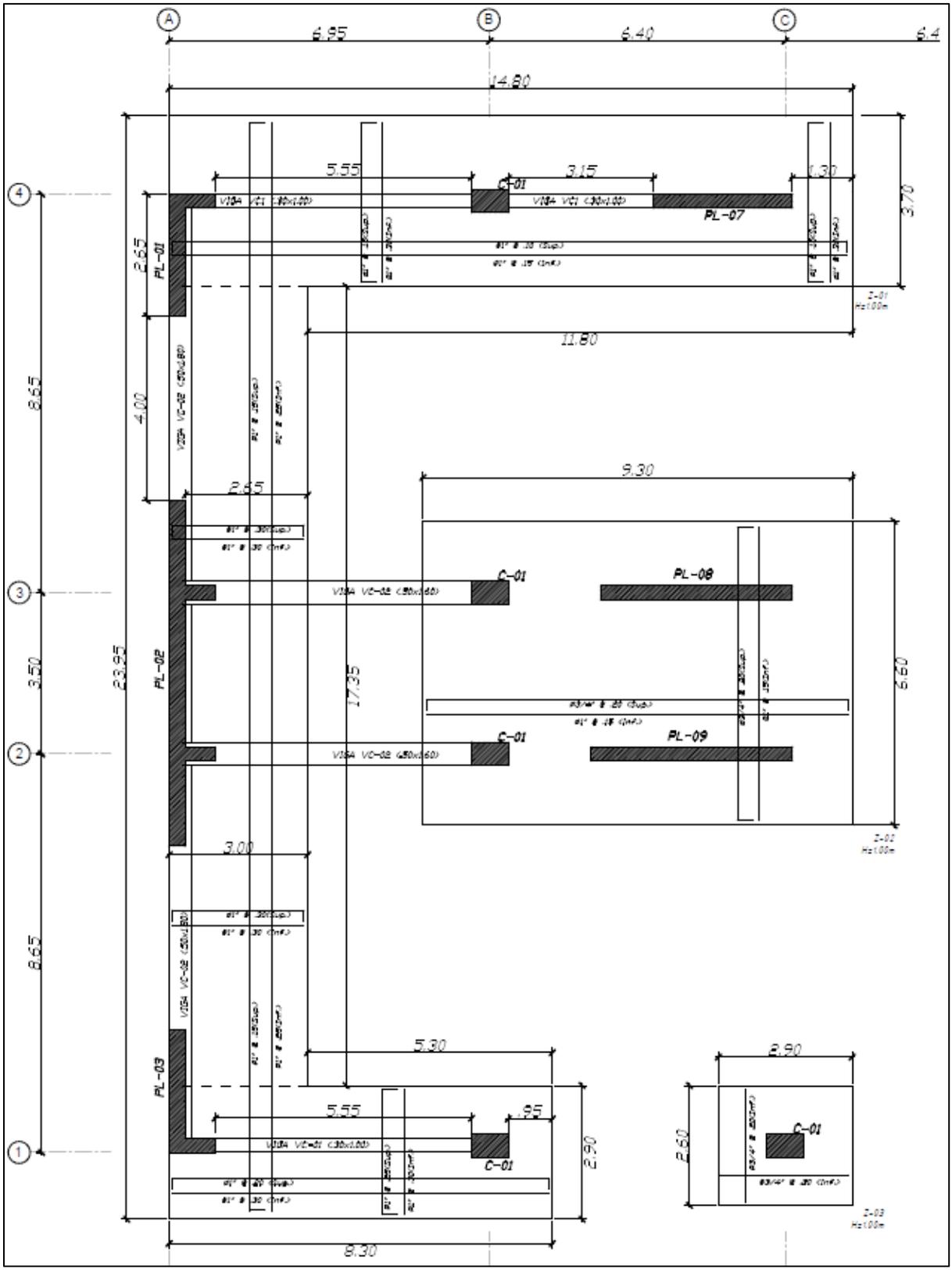


Figura 57. Diseño final de Zapata Z01

5.7. Diseño de escaleras

Para el diseño de escaleras, se recurrirá a modelos simplificados que nos permitirán cuantificar los efectos que tienen las cargas de gravedad en estos elementos. La escalera a diseñar será la que está ubicada en la parte derecha de la planta.

Antes de crear el modelo geométrico será necesario definir cómo va a trabajar esta estructura de concreto armado, la escalera que analizaremos estará apoyada en las vigas paralelas a los ejes 3 y 4, no en las placas laterales ni la viga perpendicular a las mencionadas.

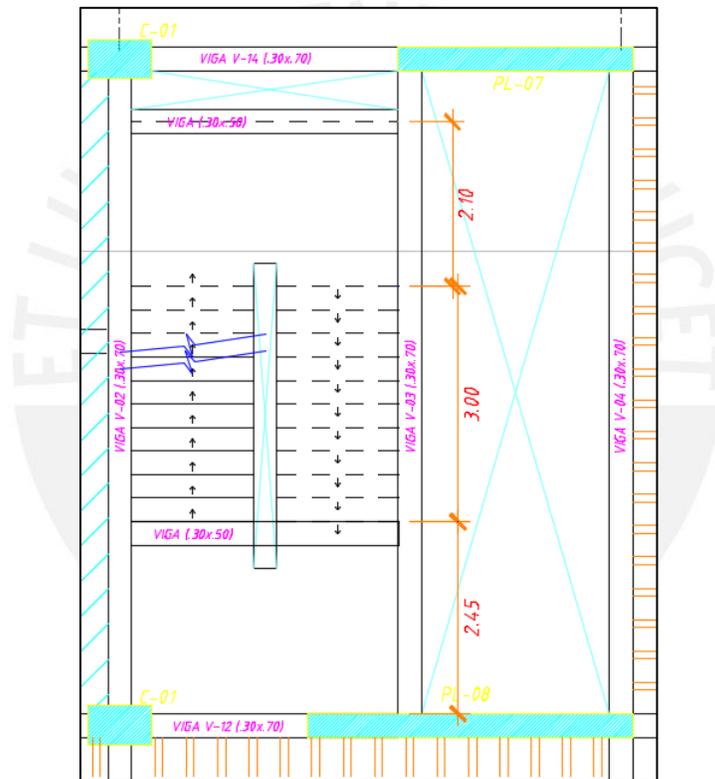


Figura 58. Vista en planta de la escalera

5.7.1. Análisis estructural de escalera

Modelaremos la escalera típica, la misma que tendrá variaciones para la primera planta dado que en esta estará apoyada en el piso y no en una viga, además de tener mayor altura. La escalera que se modeló en la siguiente figura.

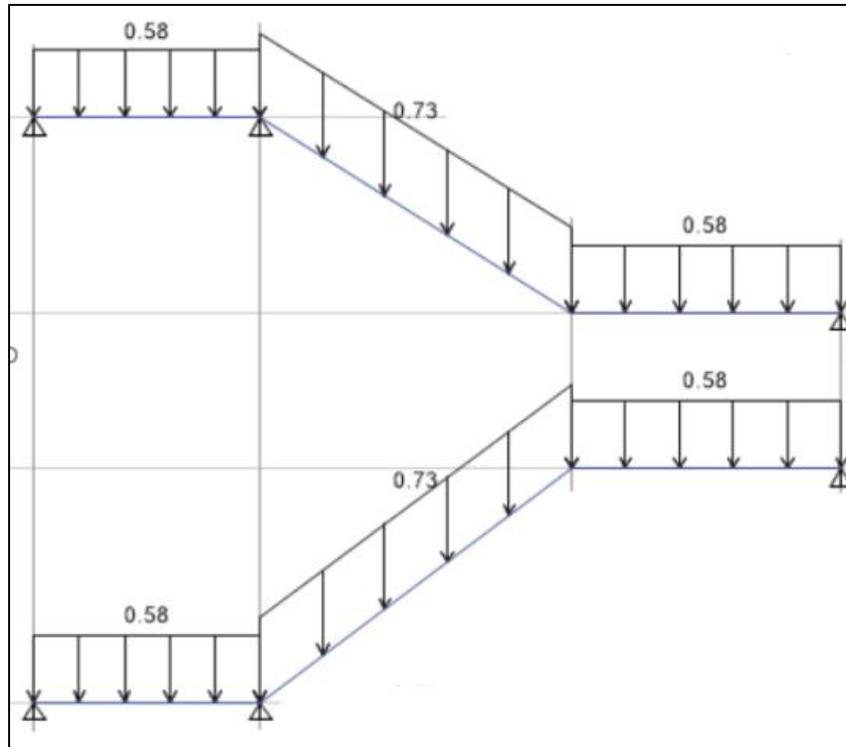


Figura 59. Modelos usados para el análisis de la escalera

Cabe destacar, que debido a que las losas que sirven de descanso están apoyadas en tres de sus lados, consideraremos para nuestro modelo solo la mitad del tramo longitudinal en esa dirección y ahí se colocará el apoyo.

En la figura 59 podemos observar ambos tramos de la escalera, para este caso solo tendremos dos, así como los tramos horizontales que representan los descansos y los inclinados son la garganta de la escalera. Es necesario definir el espesor de la garganta la cual definiremos como 15 cm, además se utilizará la fórmula del libro *Albañilería Confinada* del Ing. Ángel San Bartolomé, 1994 para calcular el peso propio de la garganta, donde los términos cp y p se refieren a la medida del contrapaso y del paso respectivamente, que son 17.5 y 30.0 cm.

$$pp_{garganta} = 2.4 * \left(\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right) = 0.63 \text{ ton/m}^2$$

El descanso es una losa de 20 cm de espesor, por lo que su peso propio es mucho más sencillo de calcular:

$$pp_{descanso} = 2.4 * 0.2 = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

Además, este análisis se realizará para una franja de escalera de 1m, la cual luego escalaremos según las necesidades del proceso, es necesario incluir también el peso del piso terminado (0.10 ton/m²) para calcular la carga muerta total, por ello las cargas muertas por descanso y garganta, respectivamente quedan:

$$W_{D1} = 0.58 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{D2} = 0.73 \text{ ton/m}^2$$

De acuerdo en la Norma E0.20 Cargas, la carga viva para las escaleras y corredores de este tipo de edificio será 0.40 ton/m² en todos sus tramos.

En la figura 6.27 observamos el diagrama de momentos flectores correspondiente a la combinación de carga última (1.4*CM+1.7*CV).

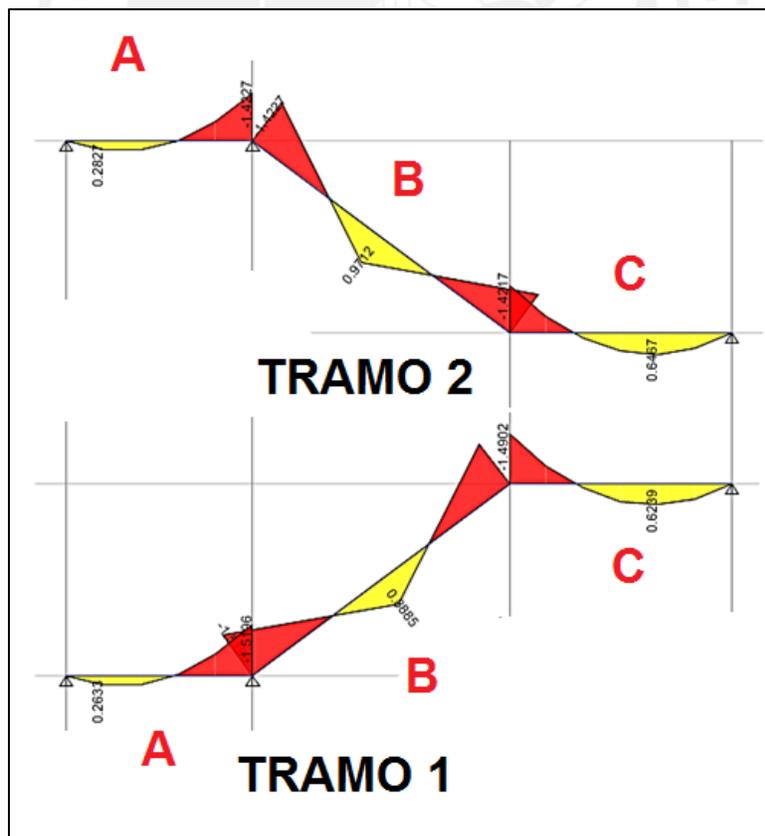


Figura 60. DMF de carga última para el primer tramo de la escalera típica

En base a los resultados del análisis, la escalera presenta momentos positivos con un valor máximo en la garganta de 0.971 ton-m. Pese a que al parecer la totalidad de la flexión es positiva, se colocará refuerzo superior para controlar fisuras y algún momento negativo producto de la rigidez de la viga perpendicular en la que se apoya la escalera.

5.7.2. Diseño en concreto armado de escalera

El diseño por flexión se realizará acorde al diseño mostrado en losas macizas con franjas de ancho de 1 m. a continuación se muestran las fórmulas utilizadas para el cálculo de “a” y el área de acero requerido:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|Mu|}{\phi * 0.85 * f'c * b}} \quad As = \frac{|Mu|}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

Tabla 63. Diseño por flexión de escalera

TRAMO 1	b(cm)	d(cm)	Mu (Ton-m)	a (cm)	As (cm2)	ARMADO
A	100	17	0.26	0.10	0.41	φ1/2"@0.25 m
	100	17	-1.52	0.55	2.40	φ1/2"@0.25 m
B	100	17	-1.52	0.55	2.40	φ1/2"@0.25 m
	100	17	0.89	0.33	1.40	φ1/2"@0.25 m
	100	17	-1.41	0.51	2.23	φ1/2"@0.25 m
C	100	17	-1.41	0.51	2.23	φ1/2"@0.25 m
	100	17	0.63	0.23	0.99	φ1/2"@0.25 m
TRAMO 2	b(cm)	d(cm)	Mu (Ton-m)	a (cm)	As (cm2)	ARMADO
A	100	17	0.28	0.10	0.44	φ1/2"@0.25 m
	100	17	-1.42	0.51	2.25	φ1/2"@0.25 m
B	100	17	-1.42	0.51	2.25	φ1/2"@0.25 m
	100	17	0.97	0.36	1.53	φ1/2"@0.25 m
	100	17	-1.42	0.51	2.24	φ1/2"@0.25 m
C	100	17	-1.42	0.51	2.24	φ1/2"@0.25 m
	100	17	0.65	0.24	1.02	φ1/2"@0.25 m

Como malla inferior se colocó 1/2" @ 25cm y como malla superior 1/2" @ 25cm con lo que se cumple las demandas por flexión. El acero transversal corresponde al acero por temperatura $0.0018 * b * d = 3.06 \text{cm}^2$, se colocó una malla de 3/8" @ 20cm.

5.7.3. Diseño del Muro de Apoyo

El muro de 15cm de espesor para el apoyo no tiene problemas de esbeltez, se colocó malla mínima horizontal ($0.002 \cdot b \cdot h$) y malla mínima vertical ($0.0015 \cdot b \cdot h$), uniformizando se usó 1/2" @ 20cm.

$$\phi P_n = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 h} \right)^2 \right]$$

donde:

$$\phi = 0.7$$

l_c = distancia vertical entre apoyos

k = factor de longitud efectiva, que se podrá considerar:

k=0.8 Muros restringidos contra la rotación en uno o ambos extremos (superior y/o inferior).

k=1.0 Muros no restringidos contra la rotación en ambos extremos.

k=2.0 Para muros no arriostrados con el fin de evitar el desplazamiento lateral.

e	15	cm
h	340	cm
Ø	0.7	
f'c	210	kg/cm ²
A _g	5100	cm ²
k	1	
l _c	175	cm

φP _n	412.23	Ton
-----------------	--------	-----

ph min	3	cm ²
pv min	2.25	cm ²

Diametro (#)	4
A _v (cm ²)	1.267
Separacion (cm)	20
A _s (cm ²)	6.33

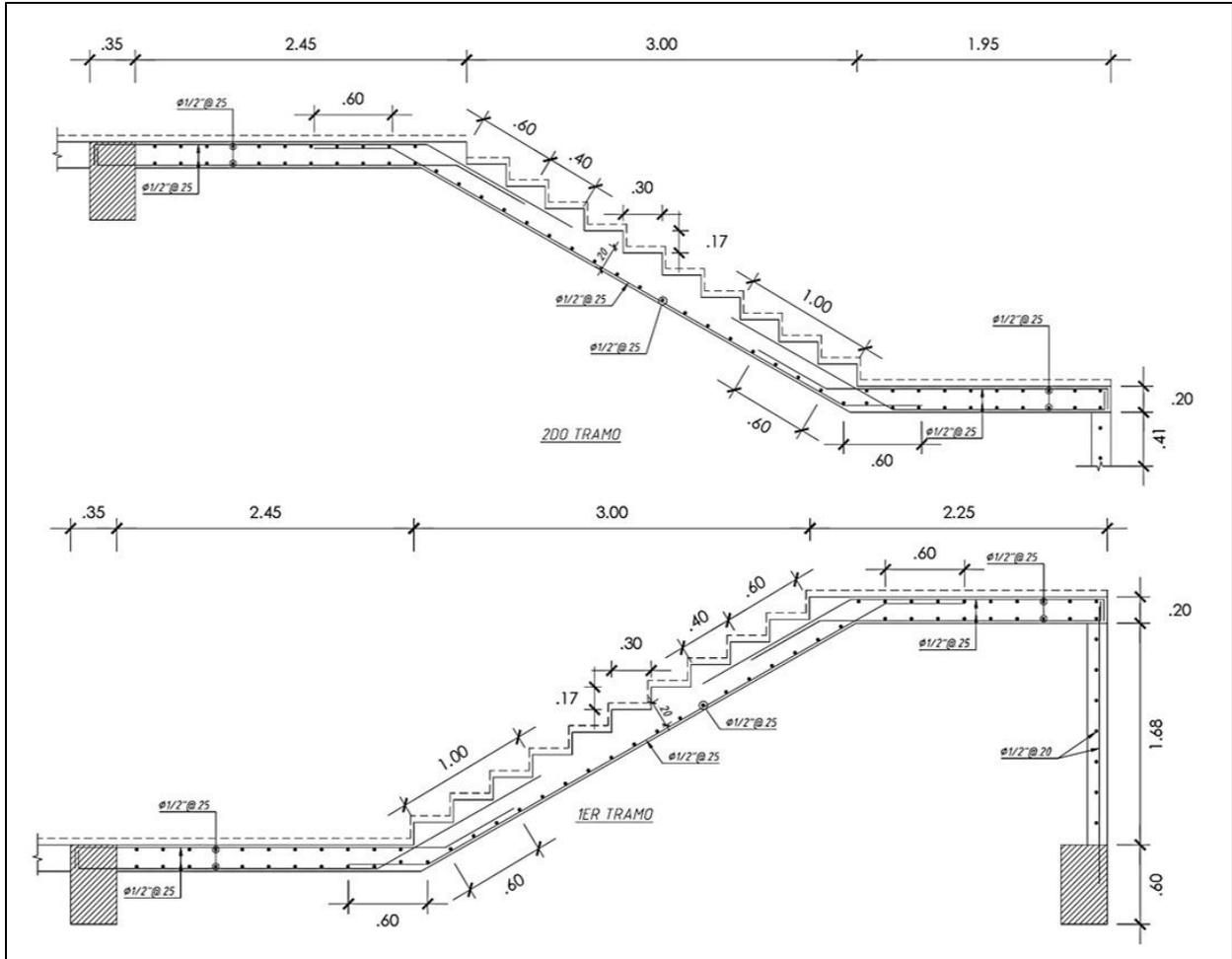


Figura 61. Sección transversal de armado de escalera

Capítulo 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Habiendo culminado el diseño de estructuras del proyecto y logrado los objetivos trazados, llegamos a las siguientes conclusiones:

La estructuración se planteó de manera que fuese lo más simétrica posible con el objetivo de evitar las irregularidades de torsión en planta y de la misma manera poder disminuir los desplazamientos laterales.

Como era de esperarse, el predimensionamiento no resultó ser la estructuración final, dado a las altas solicitaciones en algunos elementos, tales como vigas y columnas, por lo que fue necesario aumentar las dimensiones de estos.

Se esperaba que el peso por metro cuadrado en el edificio sea de 1 Ton/m²; sin embargo, resultó 1.17 Ton/m² en los pisos típico dado que la estructura cuenta con gran cantidad de placas en el eje X e Y, y a la robustez de las columnas y vigas. Asimismo, las losas son de mayor peso que las convencionales debido a su peralte, la luz libre y el uso que se le dará.

Dado a las altas solicitaciones que genera una Edificación tipo A-2, se tuvo que considerar el acero en compresión para el diseño de vigas peraltadas y la redistribución de momentos para vigas de acoplamiento. Asimismo, nos percatamos que, a menor longitud de luz libre en un tramo de viga, se verificó que en su diagrama de momentos flectores predomina el efecto de sismo.

Se verificó el sistema estructural asumido de edificio de muros de corte, ya que para que cumplan esta condición, los muros de corte debía resistir por lo menos el 80% de la V_{basal} y efectivamente las placas resistían el 98% de la V_{basal} . Por lo que las solicitaciones en flexocompresión y corte de las columnas fueron bajas, resultando cuantías de entre el 1 y 2%.

Al comparar el metrado obtenido por el programa ETABS y el realizado manualmente, se obtuvo algunas pequeñas diferencias (alrededor de 3%) en el resultado del metrado obtenido.

Con el objetivo de tener una estructura más rígida se diseñaron placas en forma de L en los vértices, de tal manera que las mochetas ayuden a garantizar un adecuado empotramiento y anclaje del acero de refuerzo de las vigas de los ejes 1, 2, 3 y 4.

Para elementos estructurales como vigas, columnas y placas fue necesario realizar un diseño por capacidad para que puedan garantizar la falla dúctil (falla por flexión) evitando la falla frágil (falla por corte).

Las cuantías horizontales de las placas P-5 y P-2 del primer bloque, resultaron ser muy altas, estando cercanas a la cuantía máxima. Este se debe, a que dichas placas tienen gran longitud en la dirección 2-2, por lo que absorben una importante cantidad de cortante basal.

El proyecto se trabajó al inicio con menos placas que las de la estructuración final. La necesidad de agregar placas se debió a que las derivas inelásticas resultantes eran mayores que 7 por mil (deriva permisible), por lo que se agregaron mayor cantidad de placas en el eje D. Asimismo, con dichas placas se logró disminuir la excentricidad del centro de rigidez y centro de masas, por lo que resultó menor torsión.

El criterio para definir cuáles serían zapatas combinadas y aisladas fue asumir que todas serían aisladas, al realizar ello nos percatamos que muchas de ellas se superponían, por lo que se optó por utilizar zapatas combinadas.

Debido a los límites de propiedad del terreno, en el proyecto tenemos zapatas excéntricas conectadas mediante vigas de cimentación a zapatas vecinas con el fin de mitigar la gran excentricidad y el momento de volteo.

Capítulo 7: ÍNDICE DE FIGURAS Y TABLAS

FIGURAS

Figura 1.	Vista frontal del edificio (elevación)	8
Figura 2.	Plano de arquitectura del piso típico	9
Figura 3.	Estructuración del edificio	13
Figura 4.	Distancia más crítica entre el centro de rigidez y centro de masas.....	32
Figura 5.	Espectro de aceleraciones espectrales de diseño	34
Figura 6.	Vista tridimensional del modelo en ETABS versión 19.0.0.....	35
Figura 7.	Sección transversal de la losa aligerada.....	42
Figura 8.	Tramo de losa aligerada a diseñar.....	42
Figura 9.	Modelo estructural con carga última.....	43
Figura 10.	Diagrama de momentos flectores de la losa cargada en su totalidad.....	43
Figura 11.	DMF mostrando los puntos teóricos de corte y las longitudes de los bastones.....	46
Figura 12.	Diseño por Flexión de Losa Aligerada	47
Figura 13.	Diagrama de fuerzas cortantes del tramo de viguetas.....	48
Figura 14.	Diseño Final del primer paño de la Losa Aligerada en análisis.....	49
Figura 15.	Momentos flectores en aligerado sometido a carga muerta.....	52
Figura 16.	Deflexiones en aligerado debido a carga muerta	53
Figura 17.	Momentos flectores en aligerado sometido a cargas de servicio	53
Figura 18.	Deflexiones en aligerado debido a cargas de servicio	54
Figura 19.	Área de losa maciza para depósito de Libros.....	55
Figura 20.	Plano final de losa maciza.....	58
Figura 21.	Viga a diseñar del eje 3.....	59
Figura 22.	Envolvente de momentos flectores	61
Figura 23.	Cortante por Capacidad.....	63
Figura 24.	Envolvente de cortantes en la viga.....	65
Figura 25.	Requerimientos para la zona confinada	68
Figura 26.	Requerimientos de estribos en vigas.....	68
Figura 27.	Diagrama de fuerzas cortantes del tramo E-F de la viga del eje 3.....	70
Figura 28.	Deformación del acero ϵ_t para flexión positiva y negativa.....	72
Figura 29.	Momentos flectores de la viga	72
Figura 30.	Resistencia a flexión de la viga.....	73

Figura 31.	Diseño de la viga eje 3, tramo A-B.....	74
Figura 32.	Diseño de la viga eje 3, tramo B-C.....	74
Figura 33.	Diseño de la viga eje 3, tramo C-D.....	75
Figura 34.	Diseño de la viga eje 3, tramo D-E.....	75
Figura 35.	Diseño de la viga eje 3, tramo E-F.....	75
Figura 36.	Diseño de la viga eje 3, tramo F-G.....	76
Figura 37.	Área tributaria de columna C2.....	77
Figura 38.	Distribución final de aceros posterior a las iteraciones.....	79
Figura 39.	Diagrama de Interacción Carga Axial vs Momento 3 (Eje Y).....	80
Figura 40.	Diagrama de Interacción Carga Axial vs Momento 2 (Eje X).....	80
Figura 41.	Obtención del Momento Resistente.....	81
Figura 42.	Esquema de espaciamientos de estribos según la norma E0.60.....	83
Figura 43.	Ejemplo de Diagrama de interacción.....	86
Figura 44.	Diagrama de Interacción en el eje 3-3 de los pisos 1, 2 y 3.....	88
Figura 45.	Diagrama de Interacción en el eje 2-2 de los pisos 1, 2 y 3.....	89
Figura 46.	Diseño final la Placa P-5 en tres bloques.....	95
Figura 47.	Vista en planta de la cimentación dimensionada para el edificio.....	97
Figura 48.	Centroide de zapata Z1.....	98
Figura 49.	Ubicación del punto más esforzado con cargas de gravedad (Zapata Z1).....	99
Figura 50.	Ubicación del punto más esforzado con cargas de sismo (Zapata Z1).....	100
Figura 51.	Zonas críticas sometidas a fuerza cortante.....	102
Figura 52.	Bloques predominantes de zapata Z-01.....	104
Figura 53.	Vigas de cimentación que unen las Zapatas Z-01 y Zapata Z-02.....	105
Figura 54.	DMF de Viga de cimentación VC-02 que unen las Zapatas Z-01 y Z-02.....	106
Figura 55.	DMF de Viga de cimentación VC-03 que unen las Zapatas Z-01 y Z-02.....	106
Figura 56.	Distribución de aceros de la VC-02 y VC03.....	107
Figura 57.	Diseño final de Zapata Z01.....	108
Figura 58.	Vista en planta de la escalera.....	109
Figura 59.	Modelos usados para el análisis de la escalera.....	110
Figura 60.	DMF de carga última para el primer tramo de la escalera típica.....	111
Figura 61.	Sección transversal de armado de escalera.....	114

TABLAS

Tabla 1.	Factores de Reducción según el tipo de sollicitación	11
Tabla 2.	Espesores típicos y luces máximas recomendadas (Blanco, 1994)	15
Tabla 3.	Descripción de los parámetros sísmicos	19
Tabla 4.	Cortante Basal en la dirección X	20
Tabla 5.	Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección X	21
Tabla 6.	Cortante Basal en la dirección Y	21
Tabla 7.	Distribución de fuerzas sísmicas en altura en dirección Y	21
Tabla 8.	Tabla de sobrecargas por ambiente	22
Tabla 9.	Peso sísmico de la edificación por cada techo	23
Tabla 10.	Análisis de irregularidad de piso blando e irregularidad extrema de rigidez Eje X. 24	
Tabla 11.	Análisis de irregularidad de piso blando e irregularidad extrema de rigidez Eje Y. 25	
Tabla 12.	Diseño Preliminar de Columnas y Muros	26
Tabla 13.	Diseño Preliminar de Columnas	27
Tabla 14.	Diseño Preliminar de Muros	27
Tabla 15.	Diseño Preliminar de Muros	27
Tabla 16.	Diseño Preliminar de Columnas	27
Tabla 17.	Diseño Preliminar de muros	28
Tabla 18.	Diseño Preliminar de Muros	28
Tabla 19.	Irregularidad de Masa de la edificación	28
Tabla 20.	Irregularidad de torsional en el eje X del Caso “Sismo +X”	30
Tabla 21.	Irregularidad de torsional en el eje X del Caso “Sismo -X”	30
Tabla 22.	Irregularidad de torsional en el eje Y del Caso “Sismo +Y”	30
Tabla 23.	Irregularidad de torsional en el eje Y del Caso “Sismo -Y”	31
Tabla 24.	Ubicación y distancia de los Centros de Rigidez y Centro de Masas por piso	31
Tabla 25.	Parámetros sísmicos del edificio según la NTE 0.30	33
Tabla 26.	Valores de aceleración espectral	33
Tabla 27.	Tabla de modos resultantes y masa participativa	36
Tabla 28.	Cálculo de factor de escalamiento	37
Tabla 29.	Tabla de desplazamientos laterales en X	38
Tabla 30.	Tabla de desplazamientos laterales en Y	38
Tabla 31.	Porcentajes de cortante basal por tipos de elemento vertical en el eje X	39

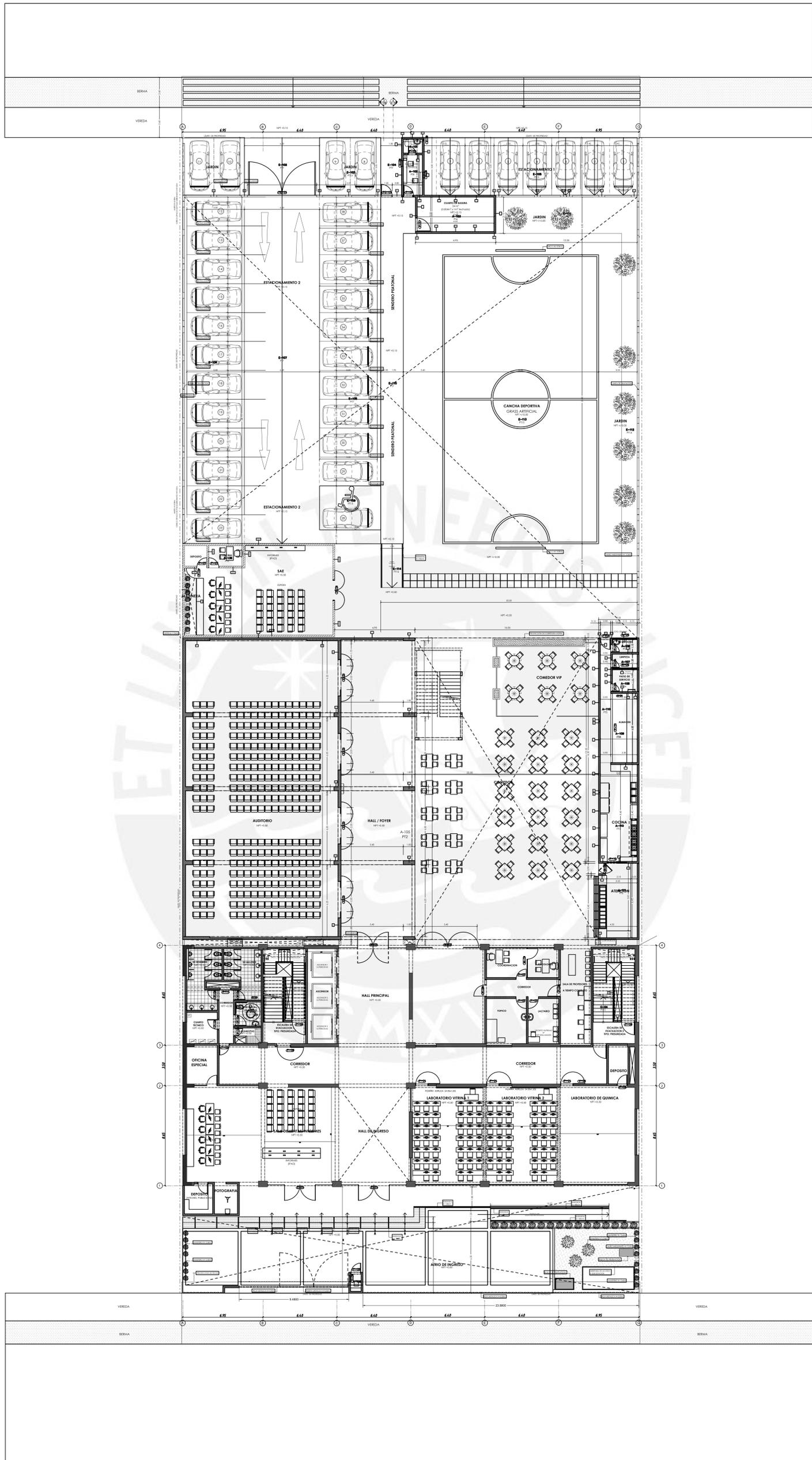
Tabla 32.	Porcentajes de cortante basal por tipos de elemento vertical en el eje Y	39
Tabla 33.	Diseño de losa aligerada para momentos positivos	45
Tabla 34.	Diseño de losa aligerada para momentos negativos	45
Tabla 35.	Tabla de longitudes de corte	47
Tabla 36.	Tabla de longitudes de corte	50
Tabla 37.	Tabla para el cálculo de acero considerando 1.00 m de ancho en el eje X.....	56
Tabla 38.	Tabla para el cálculo de acero considerando 1.00 m de ancho en el eje Y.....	57
Tabla 39.	Diseño por Flexión de la viga del eje 3.....	61
Tabla 40.	Diseño por Capacidad de la viga del eje 3.....	65
Tabla 41.	Cálculo de V_c de cada tramo de viga.....	69
Tabla 42.	Diseño de corte para la zona confinada de cada tramo de viga	69
Tabla 43.	Diseño de corte para la zona no confinada de cada tramo de viga	69
Tabla 44.	Deformaciones unitarias del acero.....	72
Tabla 45.	Metrado de cargas de la columna C2.....	78
Tabla 46.	Tabla resumen de la cantidad de varillas de acero utilizada.....	79
Tabla 47.	Cargas aplicadas en la base de la columna	79
Tabla 48.	Combinaciones de carga asociadas a las solicitaciones en la base de la columna C-1 80	
Tabla 49.	Aporte del concreto en las direcciones X e Y por cada combinación de carga	82
Tabla 50.	Cálculo de espaciamiento por eje.	82
Tabla 51.	Cálculo de espaciamiento de estribos de columna para cada bloque.....	84
Tabla 52.	Casos de cargas para el piso 1.....	87
Tabla 53.	Cargas provenientes de las combinaciones para el piso 1	88
Tabla 54.	Cálculo de espaciamiento para malla horizontal	91
Tabla 55.	Cálculo del eje neutro en la zona alta y baja del muro de corte.....	92
Tabla 56.	Cargas de gravedad para el dimensionamiento de Z1	99
Tabla 57.	Cargas de sismo para el dimensionamiento de Z1	100
Tabla 58.	Verificación de esfuerzos máximos en Zapata Z1	101
Tabla 59.	Verificación de resistencia del concreto a corte para la fuerza cortante última actuante	102
Tabla 60.	Verificación por punzonamiento de fuerza cortante.....	103
Tabla 61.	Cálculo del refuerzo por flexión de la zapata Z1	104
Tabla 62.	Diseño por flexión de viga de cimentación.....	106
Tabla 63.	Diseño por flexión de escalera.....	112

Capítulo 8: BIBLIOGRAFÍA

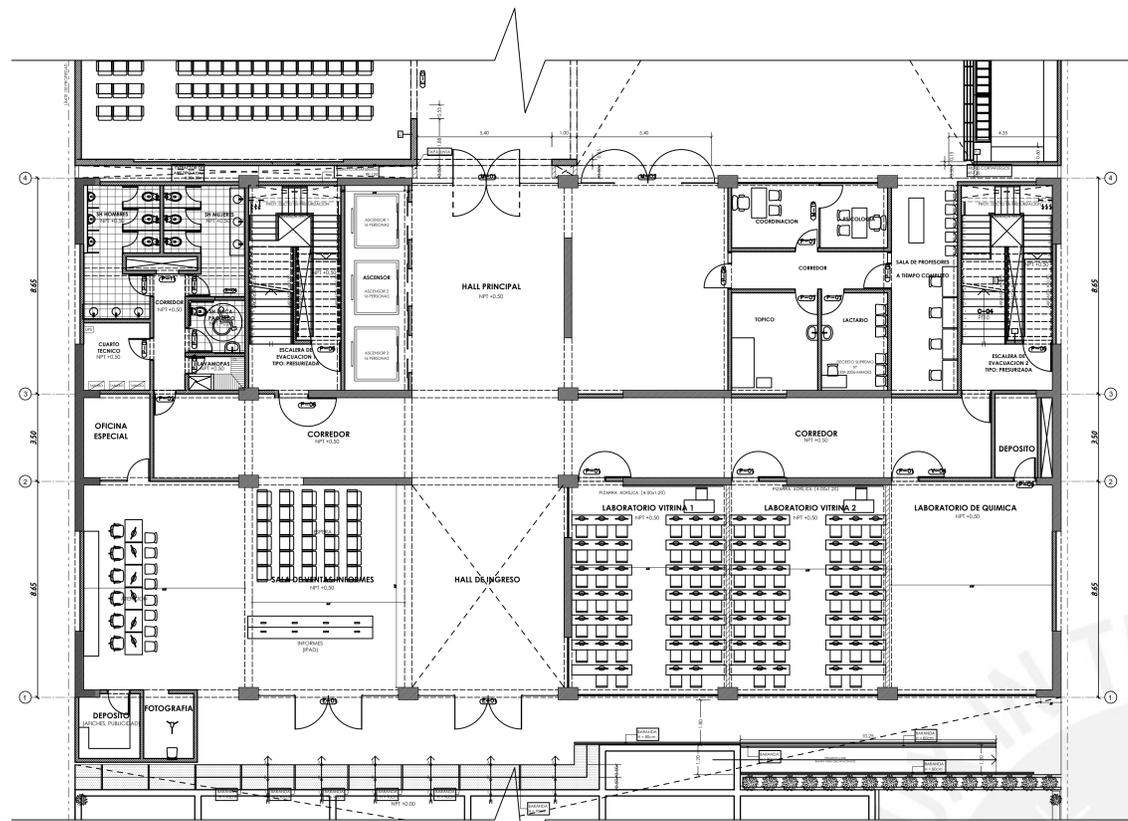
- [1] James K. Wight, James G. MacGregor. (2009). *Reinforced Concrete - Mechanics and Design*. 5ta Edición. Prentice Hall
- [2] Blanco, A. (1995). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Capitulo de ingeniería Civil consejo departamental de lima.
- [3] Ottazzi Pasino, Gianfranco. (2017). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- [4] Muñoz, A. (2004). *Ingeniería sismorresistente*. Lima: PUCP.
- [5] SEAOC (1990) A Framework for performance Based Design. VISION 2000 committee. Structural Engineers Association of California. California.
- [6] Muñoz, A. (2008). *Apuntes sobre la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE.030*. Lima.
- [7] QUEZADA, Carlos. (2015). *ETABS 2015*. Primera Edición Grupo Editorial Megabyte S.A.C.
- [8] DECRETO SUPREMO QUE MODIFICA LA NORMA TÉCNICA E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE”. (24 de ENERO de 2016). *El Peruano*.
- [9] Blanco, A. (2014). *Evolución de la Norma sísmica en el Perú*. Lima.
- [10] San Bartolomé, Ángel. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP
- [11] Harmsen Gómez de La Torre, Teodoro. (2003). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- [12] Blanco Blasco, Antonio. (1997). *Diseño y construcción de cimentaciones*. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- [13] Ministerio Vivienda, Construcción y saneamiento. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- [14] Ministerio Vivienda, Construcción y saneamiento. (2006). *Norma E.050 Suelos y cimentaciones*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- [15] Ministerio Vivienda, Construcción y saneamiento. (2006). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

ANEXO 1. PLANOS DE ARQUITECTURA
ANEXO 2. PLANOS DE ESTRUCTURAS

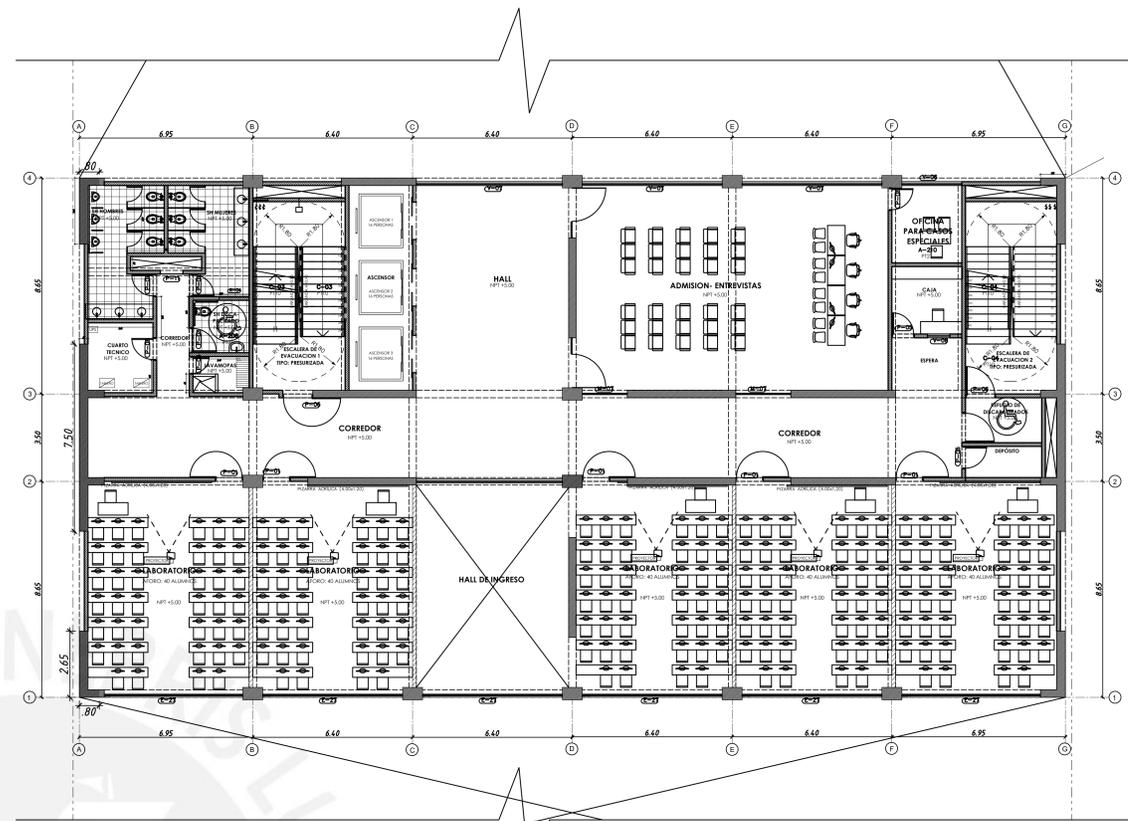




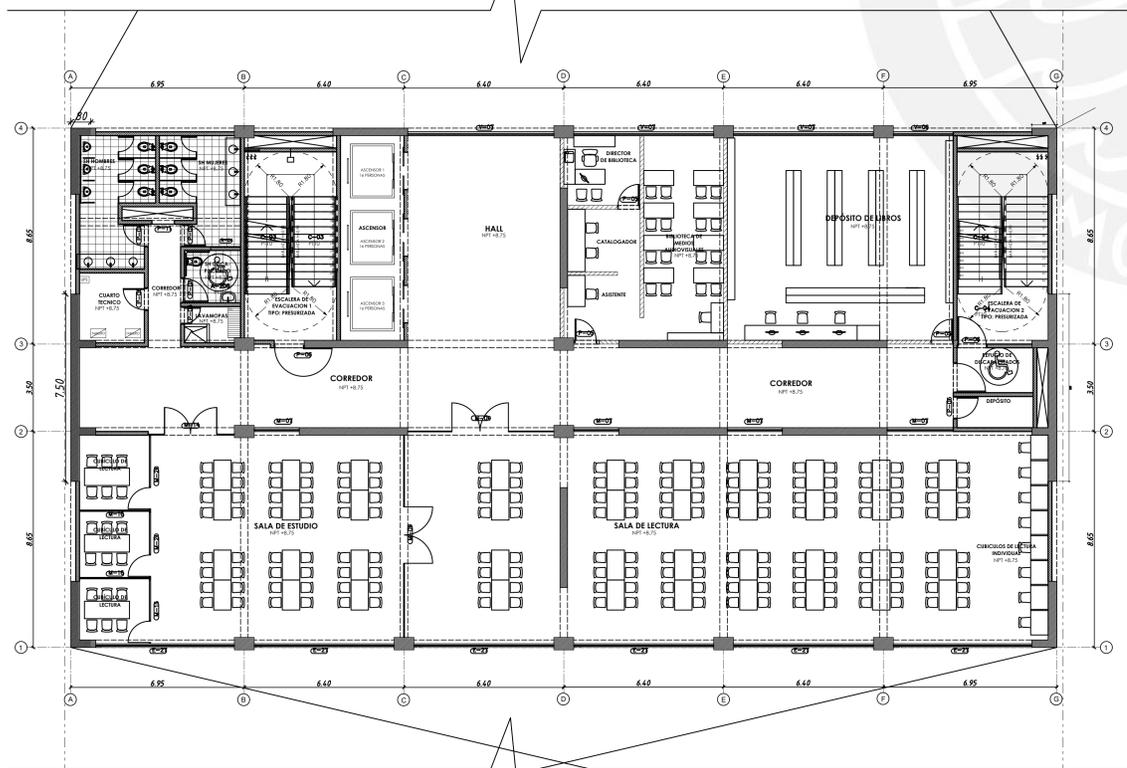
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	PLANO: ARQUITECTURA PRIMER PISO	LAMINA: A-01
	ALUMNOS: CAUVI ALFARO, BRUNO JESÚS TULLUME CORNEJO, EDGAR EDUARDO SAUL	
	TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE EDUCACION SUPERIOR	
	ASESOR: ACERO, JOSÉ	
ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA	ESCALA: ---	FECHA: JUNIO 2021



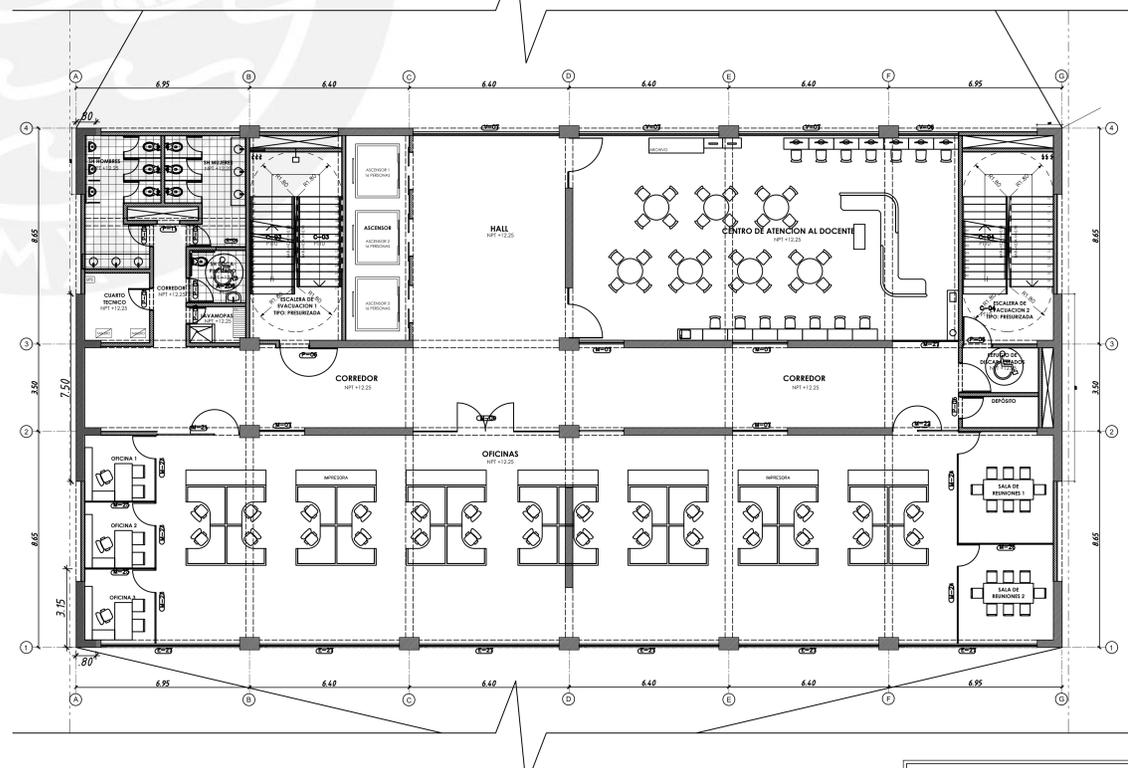
1° PLANTA
ESCALA 1/100



2° PLANTA
ESCALA 1/100

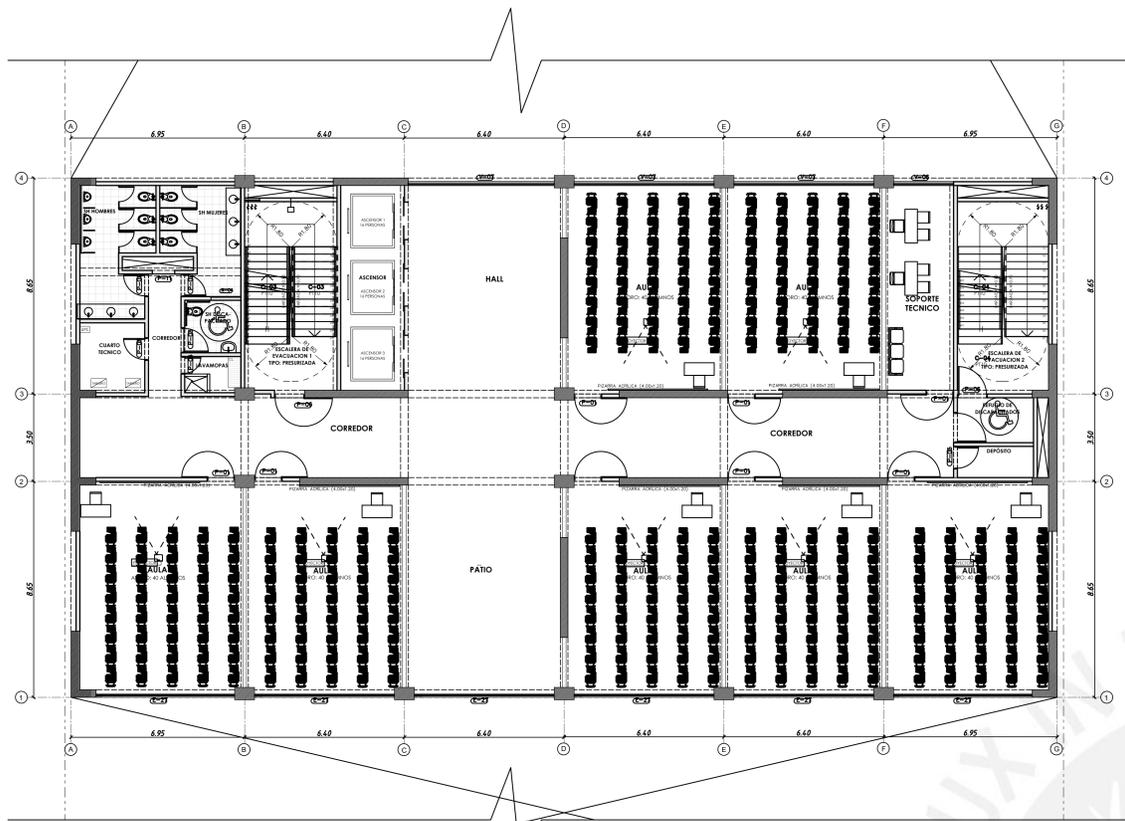


3° PLANTA
ESCALA 1/100

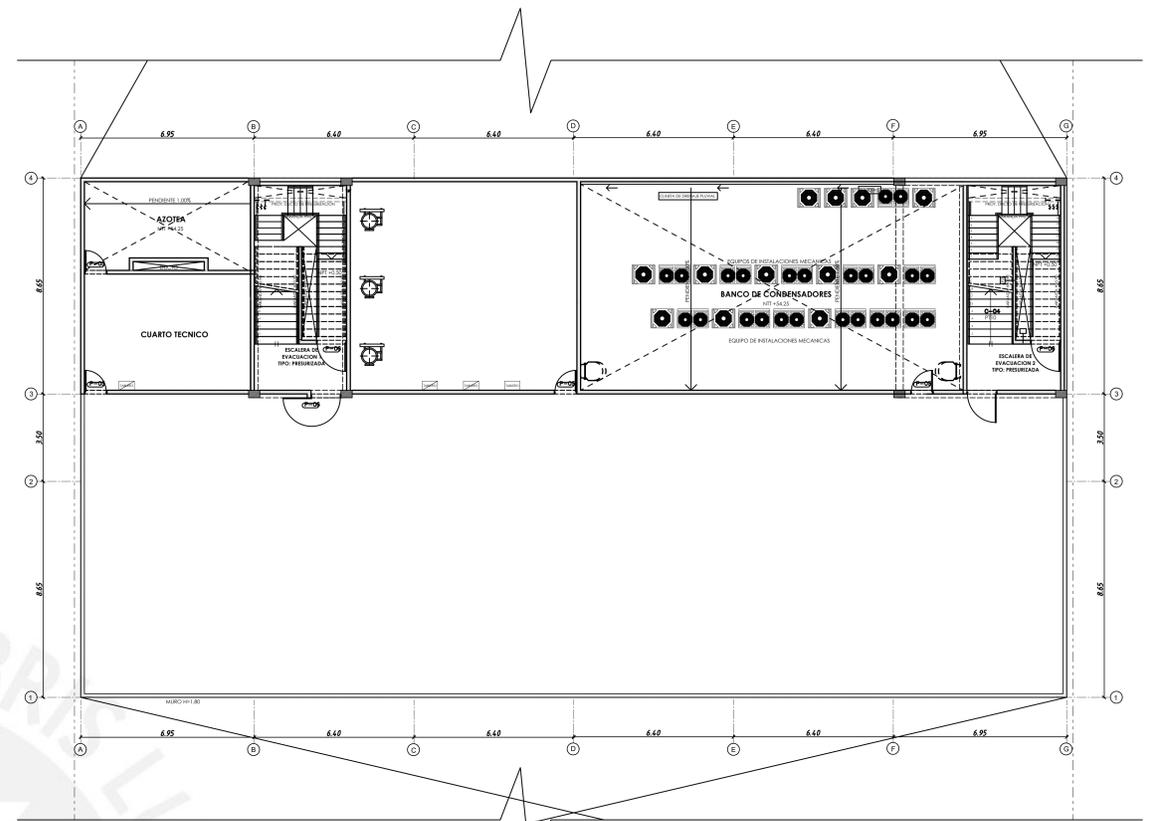


4° PLANTA
ESCALA 1/100

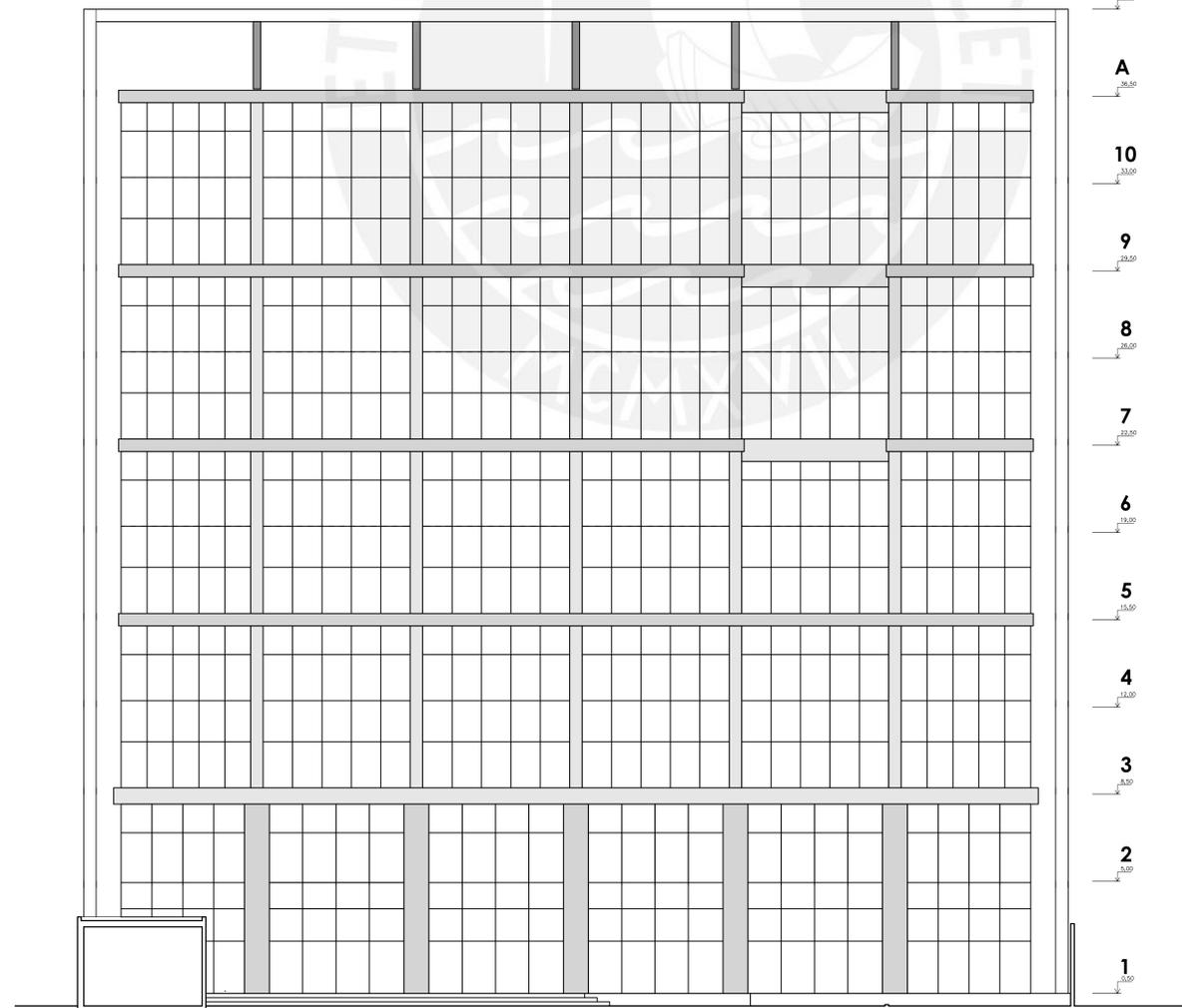
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
	PLANO: ARQUITECTURA 1, 2, 3, Y 4TA PLANTA ALUMNOS: CAUVI ALFARO, BRUNO JESÚS, TULLUME CORNEJO, EDGAR EDUARDO SAUL TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE EDUCACION SUPERIOR ASesor: ACERO, JOSÉ FECHA: JUNIO 2021			LAMINA: A-02
	ESCALA: — ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA			



PLANTA TIPICA
ESCALA 1/100

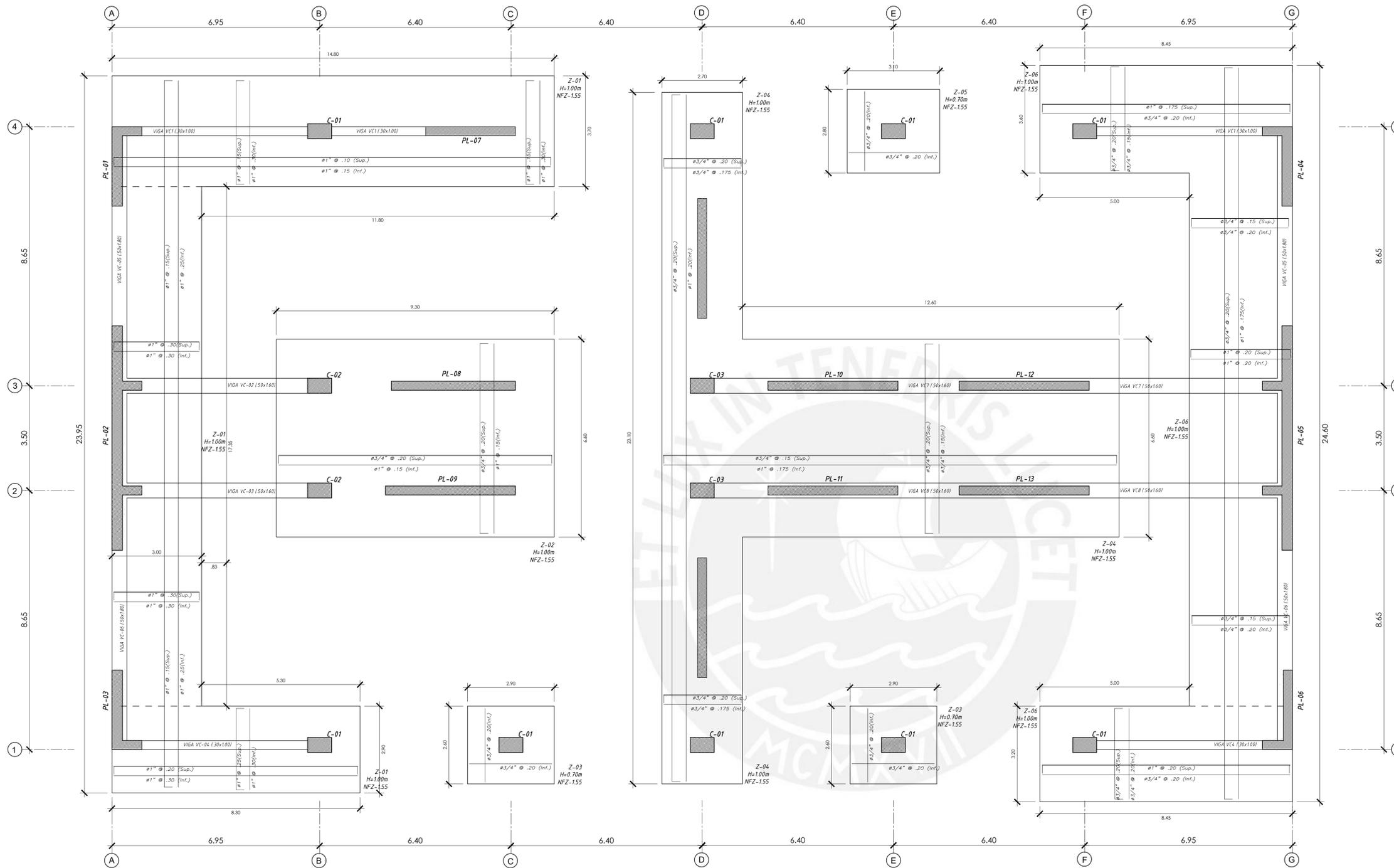


AZOTEA
ESCALA 1/100



ELEVACION
ESCALA 1/100

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PLANO: ARQUITECTURA P. TIPICA, AZOTEA, ELEVACION
	ALUMNOS: CAUVI ALFARO, BRUNO JESÚS TULLUME CORNEJO, EDGAR EDUARDO SAUL		LAMINA: A-03
	TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE EDUCACION SUPERIOR		ASesor: ACERO, JOSÉ
	FECHA: JUNIO 2021	ESCALA:	ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA

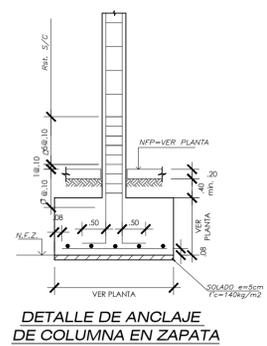
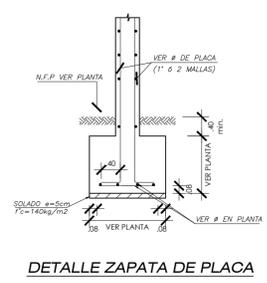


ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO ARMADO	
CONCRETO	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_t = 2900 \text{ kg/cm}^2$
FIERRO CORRUGADO	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
TABICERIA INTERIOR	
LADRILLO TIPO PANDERETA	
MORTERO P2 (CEMENTO/ARENA)	1/5
ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS	1.0 cm (Mín.) 1.5 cm (Max.)
RECURRIMIENTOS	
ALIGERADOS, LOSA Y VIGAS CHATAS	2.0 cm
COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS	4.0 cm
ZAPATAS	8.0 cm
NORMAS: E-060: CONCRETO ARMADO E-070: ALBANILERIA	
NOTAS GENERALES	
- CURAR CONCRETO POR VIA HUMEDA.	
- EVITAR EMPALMES Y TRASLAPES EN ZONAS DE MAXIMO ESFUERZO.	
- USAR LADRILLO PANDERETA EN TABICERIA DE TECHOS.	
- USAR CEMENTO PORTLAND TIPO I.	

RELACION DE PLANOS	
E-1	CIMENTACION Y ESPECIFICACIONES TECNICAS
E-2	ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1ER PISO
E-3	ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 2DO PISO
E-4	ENCOFRADO DE TECHO PARA EL PISO TIPICO
E-5	ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 10MO PISO
E-6	ENCOFRADO AZOTEA
E-7	PLANO DE COLUMNAS, ESCALERAS Y VIGAS
E-8	PLANO DE VIGAS
E-9	PLANO DE PLACAS
E-10	PLANO DE VIGAS DE CIMENTACION

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION	
DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO	
TIPO DE CIMENTACION: zapatas combinadas y vigas de cimentacion.	
ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACION: Grava	
PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION: Profundidad de 1.00 m. minimo con respecto al nivel de piso del edificio	
PRESION ADMISIBLE: 4.00 kg/cm ²	
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION: no agresivo (usar cemento tipo I)	
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	
1) No debe cimentarse sobre turbasuelo organico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario, o relleno artificial.	
Estos materiales inadecuados deberian ser removidos en su totalidad antes de construir la edificacion, y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente compactados.	
2) En caso de que a la profundidad indicada se encuentre material suelto, o relleno profundizar excavacion por lo menos 30cm. en terreno natural y vacear faja zapata.	

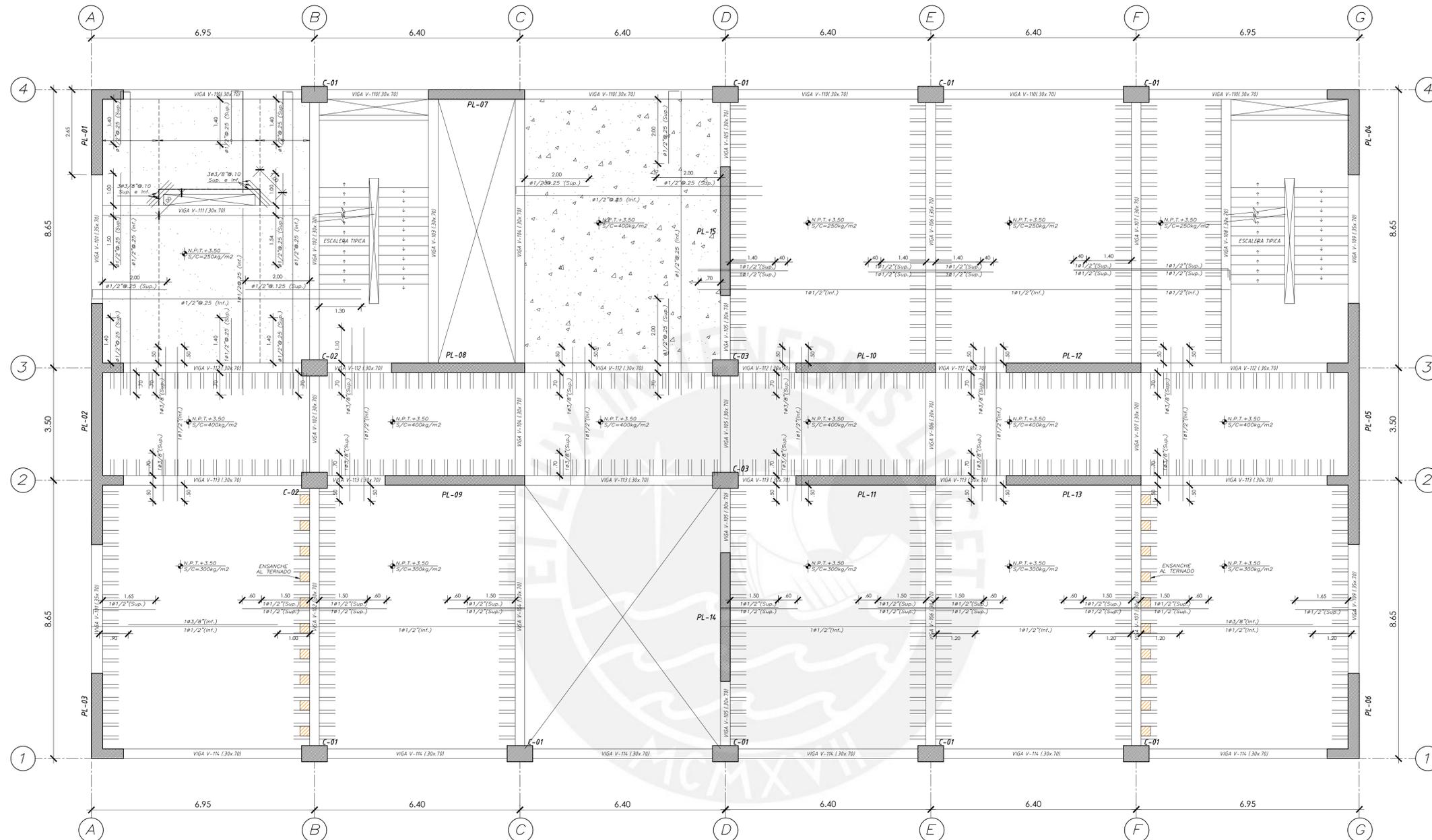
CIMENTACION ESCALA: 1:75



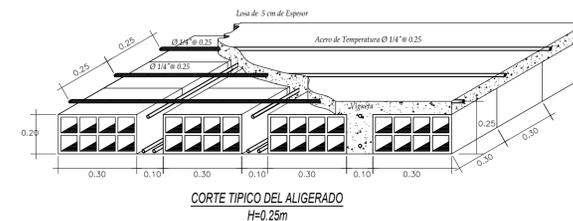
PARAMETROS SISMO-RESISTENTES	
a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:	
XXX MUROS DE CONCRETO ARMADO	
YYY MUROS DE CONCRETO ARMADO	
b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:	
-FACTOR DE ZONA (ZONA 4)	Z=0.40
-FACTOR DE SUELO (TPO III)	S=1.00 T ₀ =0.40s
-FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C)	U=1.5
-FACTOR DE REDUCCION: R _W =6.00 R _V =6.00	
-COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA: C _W =1.12 C _V =1.05	
c) MAXIMO DESPLAZAMIENTOS SISMICOS	
DIRTY	DESPLAZAMIENTO DE LA AZOTEA = 3.41 cm
Δ _{max} = 4.02 cm	
Δ _{lim} = 0.56% < 0.7%	
DRY	DESPLAZAMIENTO DE LA AZOTEA = 3.71 cm
Δ _{max} = 4.19 cm	
Δ _{lim} = 0.56% < 0.7%	

**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATOLICA
DEL PERU**

PLANO: CIMENTACIONES Y ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ALUMNOS: CAUVI ALFARO, BRUNO JESÚS TULLUME CORNEJO, EDGAR EDUARDO SAUL	
TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE EDUCACION SUPERIOR	LAMINA: E-01
ASESOR: ACERO, JOSÉ	
FECHA: JUNIO 2021	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS



ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1ER. PISO
 ESCALA: 1:75
 (N.P.T. + 5.00)
 (S/C = 250 kg/m² - 300 kg/m² - 400 kg/m²)



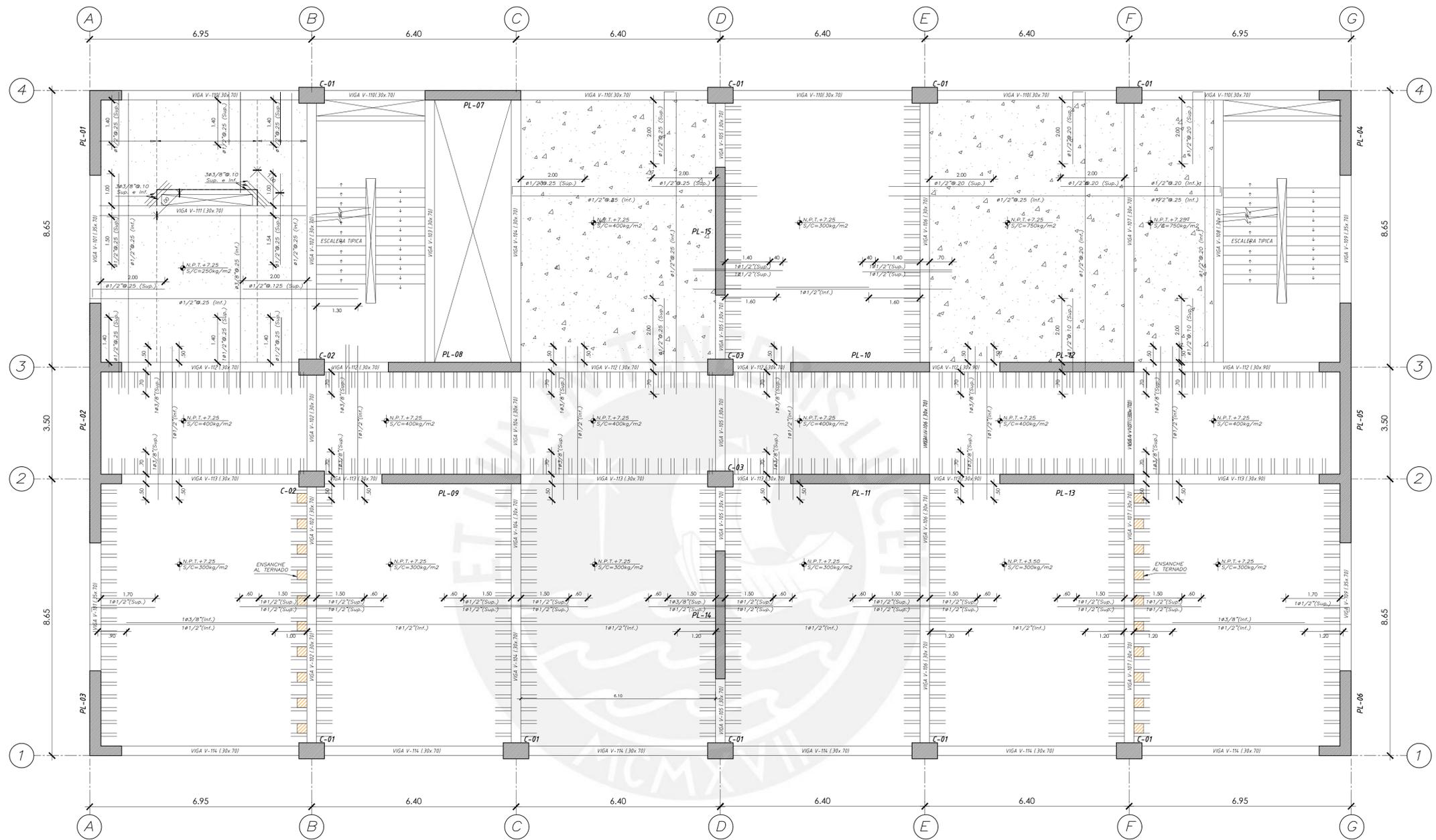
MAX. DIMENSION	REFUERZO
0.30 @ 0.45	1 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO
0.45 @ 0.75	2 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO
0.75 @ MAS	3 Ø 1/2" SUP. E INF. C/ LADO

NOTAS:
 1- TODOS LOS DUCTOS MAYORES DE Ø 200mm SE REFORZARAN CON EL PRESENTE DETALLE
 2- ESTAS BARRAS SON ADICIONALES A LAS PRESENTADAS EN PLANTA.

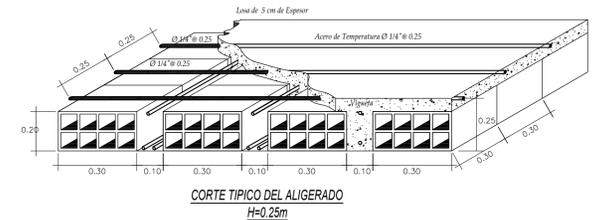
REFUERZO ADICIONAL EN DUCTOS
 ESC: 1/50

- LOSA DE H=0.25m:**
 LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @ 40
 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE Ø 1/4" @ 25m.
 (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- LOSA DE H=0.20m:**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø 6mm @ 25
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø 3/8" @ 25
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)
- LOSA DE H=0.25m:**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø 6mm @ 25
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø 3/8" @ 25
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

	PLANO:	ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1ER. PISO	
	ALUMNOS:	CAUVI ALFARO, BRUNO JESÚS TULLUME CORNEJO, EDGAR EDUARDO SAUL	
	TEMA:	DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE EDUCACION SUPERIOR	LAMINA:
	ASESOR:	ACERO, JOSÉ	E-02
FECHA:	JUNIO 2021	ESCALA:	1/75
		ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS



ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 2DO. PISO
 ESCALA: 1:75
 (N.P.T. +5.00)
 (S/C= 300 kg/m² - 400 kg/m² - 750 kg/m²)



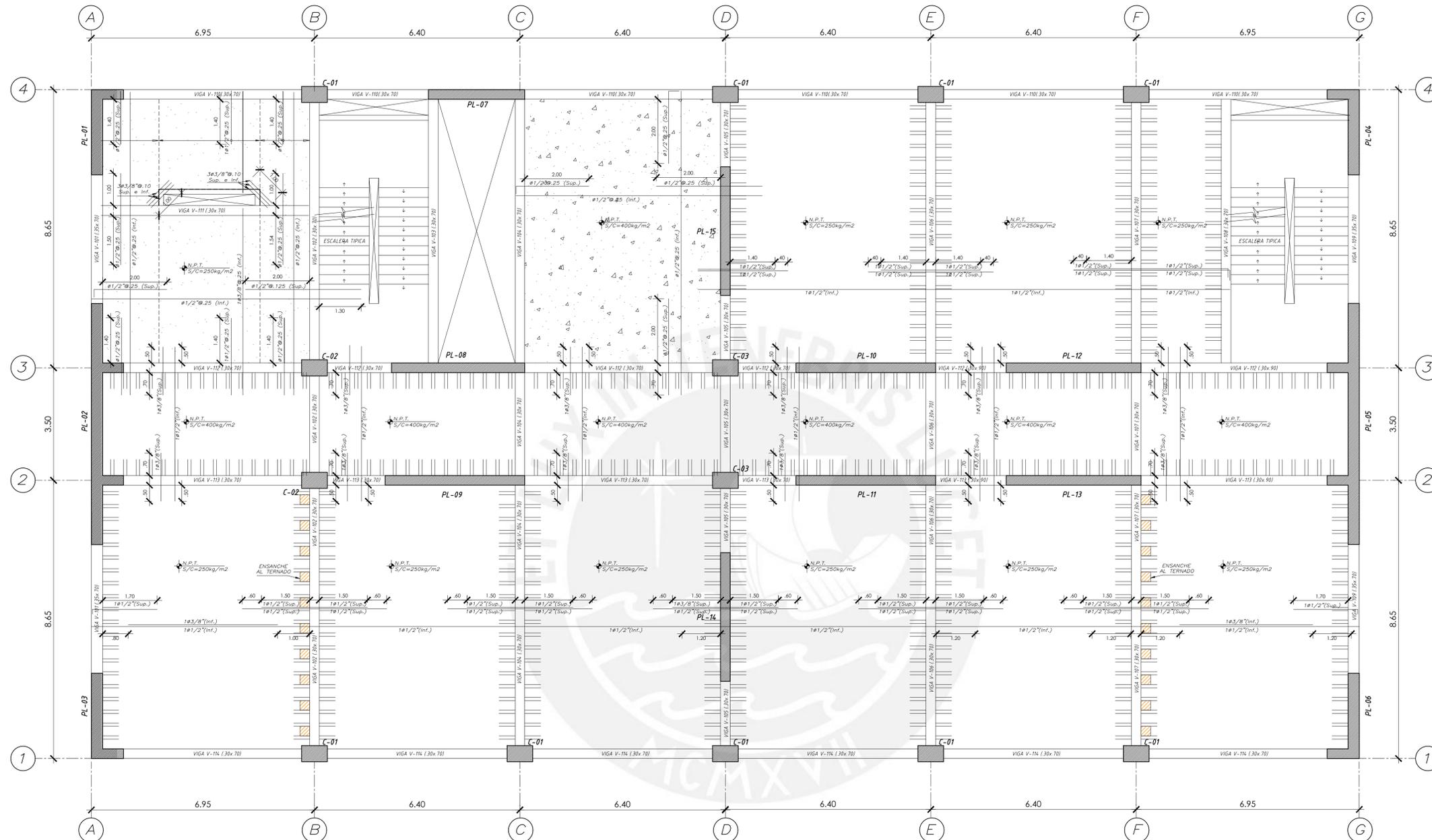
MAX. DIMENSION	REFUERZO
0.30 @ 0.45	1 # 3/8" SUP. E INF. C/ LADO
0.45 @ 0.75	2 # 3/8" SUP. E INF. C/ LADO
0.75 @ MAS	3 # 1/2" SUP. E INF. C/ LADO

NOTAS:
 1- TODOS LOS DUCTOS MAYORES DE Ø 20m SE REFORZARAN CON EL PRESENTE DETALLE
 2- ESTAS BARRAS SON ADICIONALES A LAS PRESENTADAS EN PLANTA.

REFUERZO ADICIONAL EN DUCTOS
ESG: 1/50

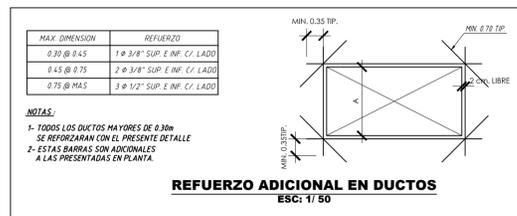
- LOSA DE H=0.25m:**
 LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @ 0.40
 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE Ø1/4" @ 25m.
 (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- LOSA DE H=0.20m:**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø6mm @ 25
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 25
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)
- LOSA DE H=0.25m:**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø6mm @ 25
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 25
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

	PLANO: ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 2DO. PISO	
	ALUMNOS: CAUVI ALFARO, BRUNO JESÚS TULLUME CORNEJO, EDGAR EDUARDO SAUL	
	TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE EDUCACION SUPERIOR	LAMINA: E-03
	ASESOR: ACERO, JOSÉ	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
FECHA: JUNIO 2021	ESCALA: 1/75	

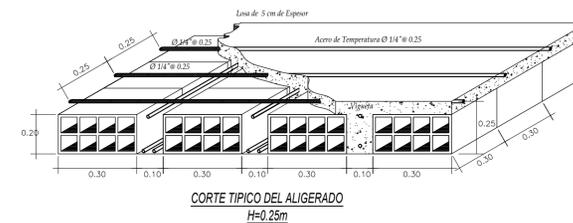


ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 3ER. AL 9NO. PISO
ESCALA: 1:75

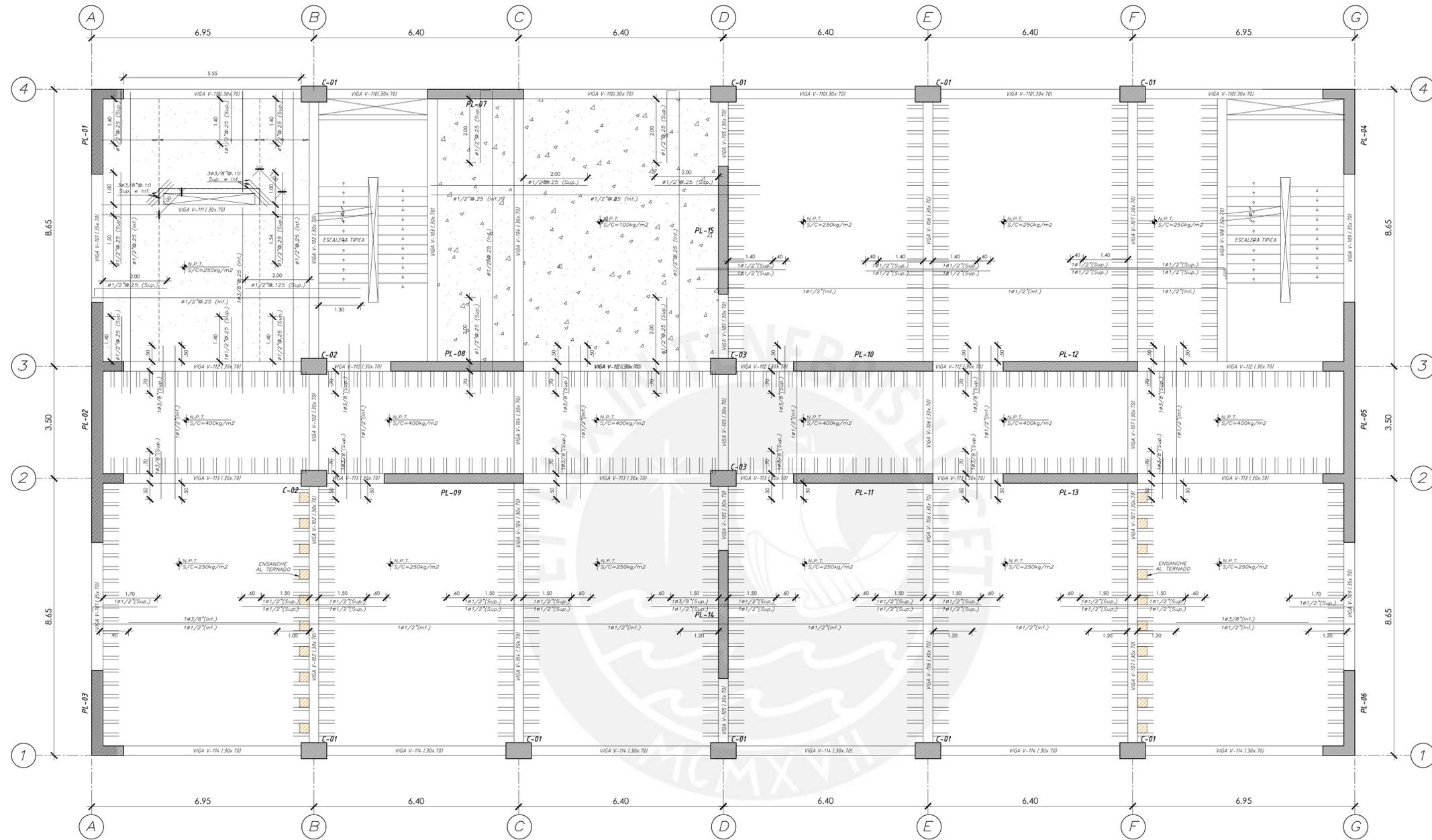
(3ER. PISO - N.P.T.+10.75, 4TO. PISO - N.P.T.+14.25,
 5TO. PISO - N.P.T.+17.75, 6TO. PISO - N.P.T.+21.25
 7MO. PISO - N.P.T.+24.75, 8VO. PISO - N.P.T. +28.25,
 9NO. PISO - N.P.T.+31.75)
 (S/C=250 kg/m² - 300 kg/m² - 400 kg/m²)



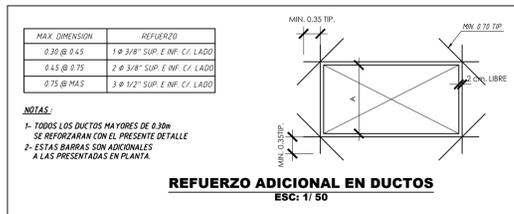
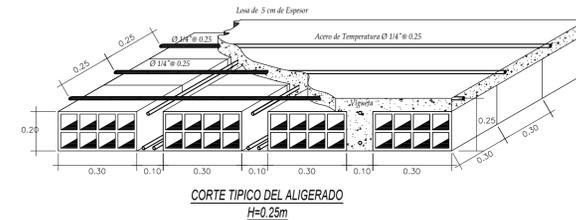
- LOSA DE H=0.25m**
 LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES ESPACIADAS @ 40
 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE #1/4" @ 25m.
 (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- LOSA DE H=0.20m**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #6mm @ 25
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8" @ 25
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)
- LOSA DE H=0.25m**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #6mm @ 25
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8" @ 25
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)



	PLANO: ENCOFRADO DE TECHO PARA EL PISO TÍPICO	
	ALUMNOS: CAUVI ALFARO, BRUNO JESÚS TULLUME CORNEJO, EDGAR EDUARDO SAUL	
	TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE EDUCACION SUPERIOR	LAMINA: E-04
	ASESOR: ACERO, JOSÉ	
FECHA: JUNIO 2021	ESCALA: 1/75	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

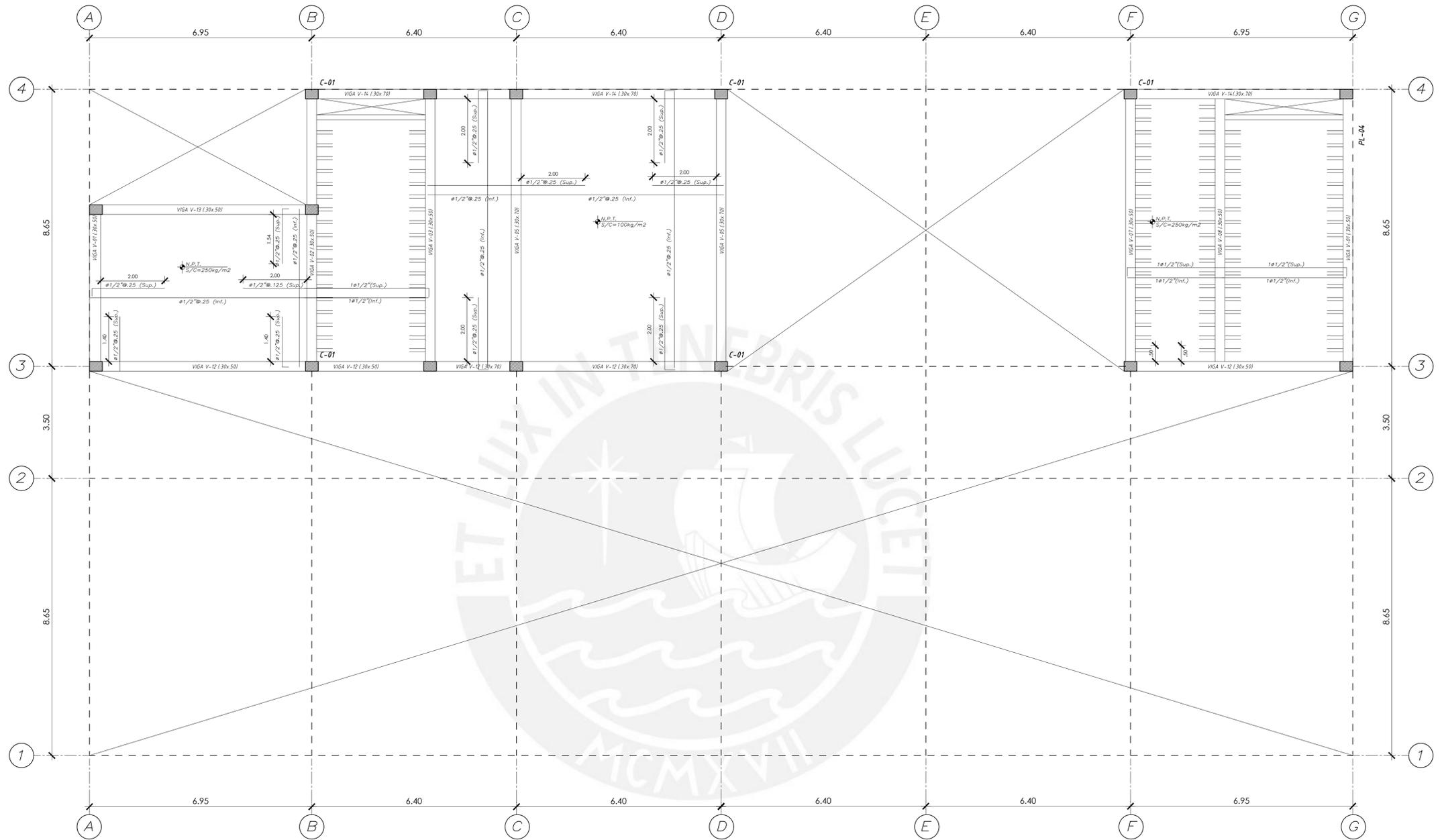


ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 10mo. PISO
ESCALA: 1:75
 (N.P.T. +35.25)
 (S/C= 250 kg/m² - 300 kg/m² - 400 kg/m²)

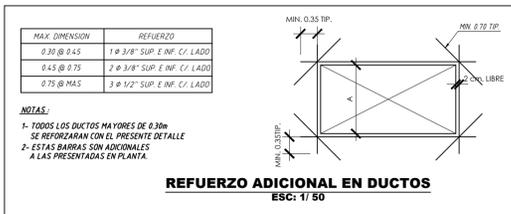
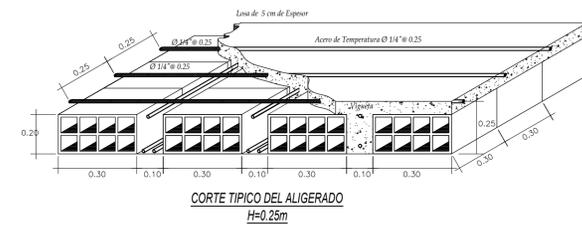


- LOSA DE H=0.25m**
 LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVECCIONALES ESPACIADAS @ 40
 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE Ø1/4" @ 25m.
 (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- LOSA DE H=0.20m**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø6mm @ 25
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 25
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)
- LOSA DE H=0.25m**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø6mm @ 25
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 25
 (En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

	PLANO: ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 10MO. PISO	
	ALUMNOS: CAUVI ALFARO, BRUNO JESÚS TULLUME CORNEJO, EDGAR EDUARDO SAUL	
	TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE EDUCACION SUPERIOR	LAMINA: E-05
	ASESOR: ACERO, JOSÉ	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS
FECHA: JUNIO 2021	ESCALA: 1/75	

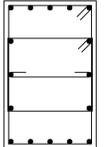
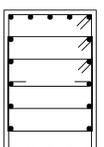
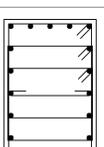


ENCOFRADO DE TECHO PARA AZOTEA
ESCALA: 1:75
(N.P.T. + 38.75)
(S/C = 250 kg/m² - 300 kg/m² - 400 kg/m²)

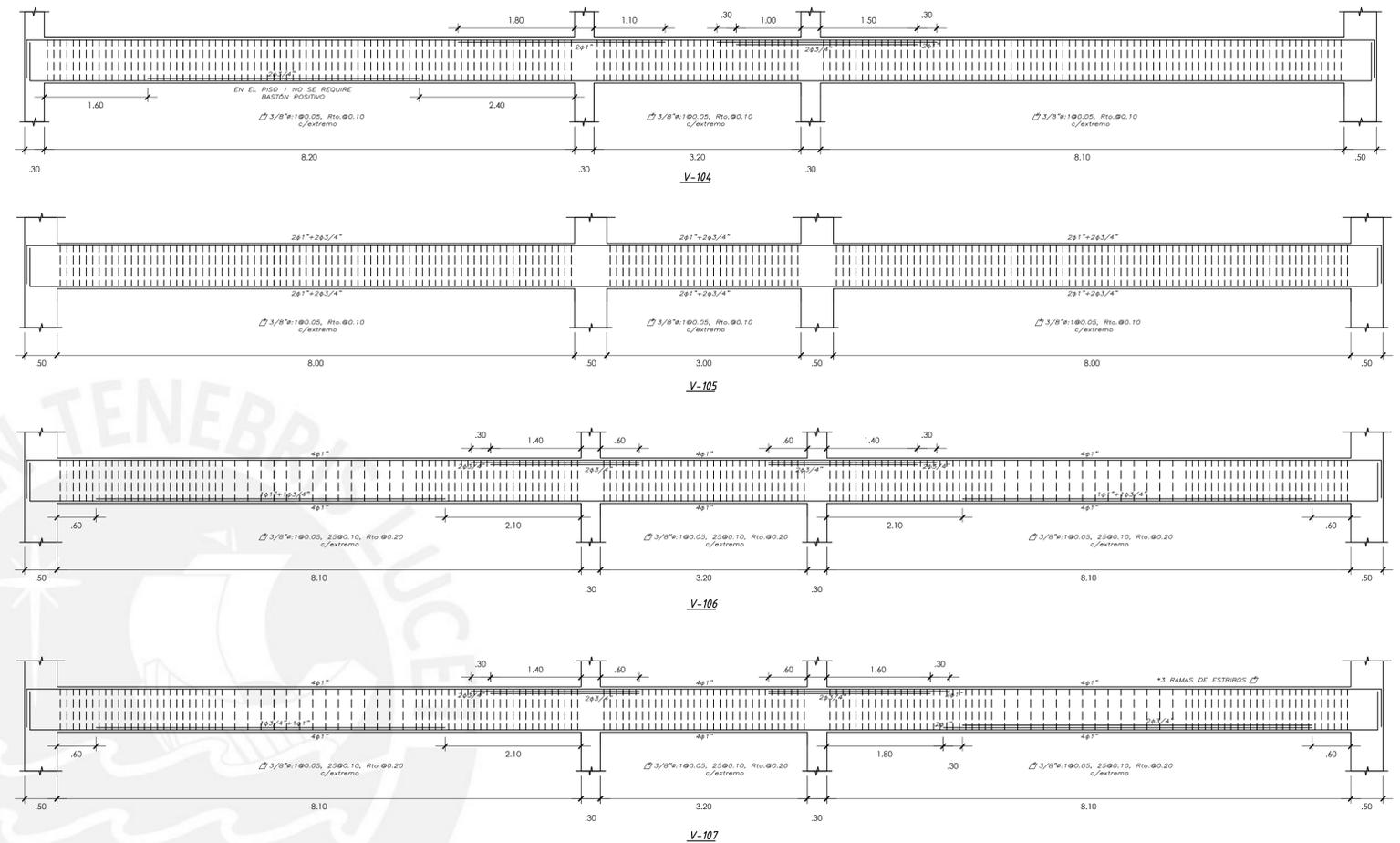


- LOSA DE H=0.25m:**
 LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVECIONALES ESPACIADAS @ 40
 MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE Ø 1/4" @ 25m
 [En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas]
- LOSA DE H=0.20m:**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø 6mm @ 25
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø 3/8" @ 25
 [En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas]
- LOSA DE H=0.25m:**
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø 6mm @ 25
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø 3/8" @ 25
 [En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas]

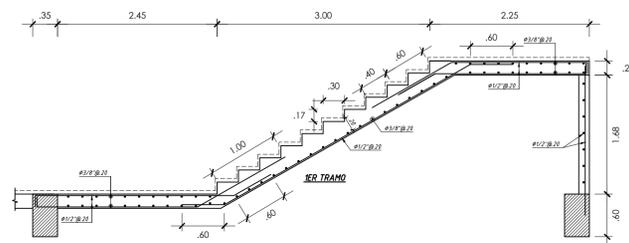
	ENCOFRADO DE TECHO PARA AZOTEA	
	ALUMNOS: CAUVI ALFARO, BRUNO JESÚS TULLUME CORNEJO, EDGAR EDUARDO SAUL	
	TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE EDUCACION SUPERIOR	
	ASesor: ACERO, JOSÉ	
FECHA: JUNIO 2021	ESCALA: 1/75	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

CUADRO DE COLUMNAS			
columna tipo 1 (.50x.80)	$f'c=280Kg/cm^2$	$f'c=210Kg/cm^2$	
 <p>16ϕ3/4" 2 estr + 1 gancho C</p>	1er-3er Estribo de 3/8"	1 ϕ So/2=5 cm No=9 ϕ So=10 cm Resto ϕ S'h=20 cm	4to-6to Estribo de 3/8"
			1 ϕ So/2=5 cm No=9 ϕ So=10 cm Resto ϕ S'h=20 cm
columna tipo 2 (.50x.80)	$f'c=280Kg/cm^2$	$f'c=210Kg/cm^2$	
 <p>16ϕ3/4" + 4ϕ1" 3 estr + 1 gancho C</p>	1er-3er Estribo de 3/8"	1 ϕ So/2=5 cm No=9 ϕ So=10 cm Resto ϕ S'h=20 cm	4to-7mo Estribo de 3/8"
			1 ϕ So/2=5 cm No=9 ϕ So=10 cm Resto ϕ S'h=20 cm
columna tipo 3 (.50x.80)	$f'c=280Kg/cm^2$	$f'c=210Kg/cm^2$	
 <p>20ϕ3/4" 3 estr + 1 gancho C</p>	1er-3er Estribo de 3/8"	1 ϕ So/2=5 cm No=9 ϕ So=10 cm Resto ϕ S'h=20 cm	4to-7mo Estribo de 3/8"
			1 ϕ So/2=5 cm No=9 ϕ So=10 cm Resto ϕ S'h=17.5 cm
			8avo-10mo Estribo de 3/8"
			1 ϕ So/2=5 cm No=9 ϕ So=10 cm Resto ϕ S'h=20 cm

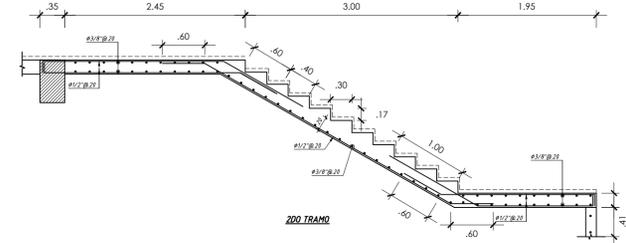
PLANO DE VIGAS



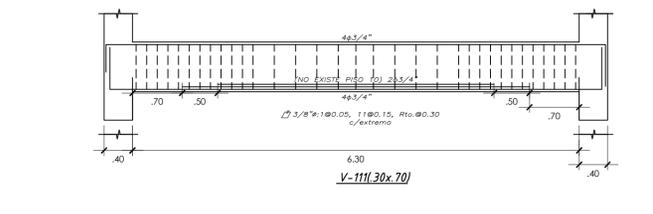
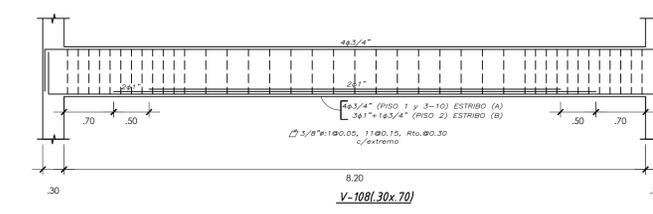
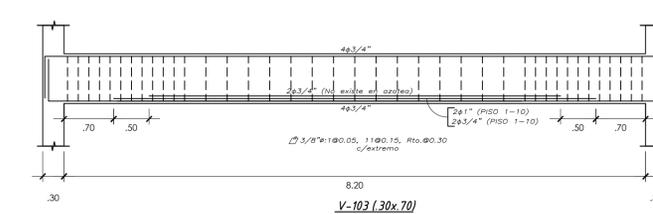
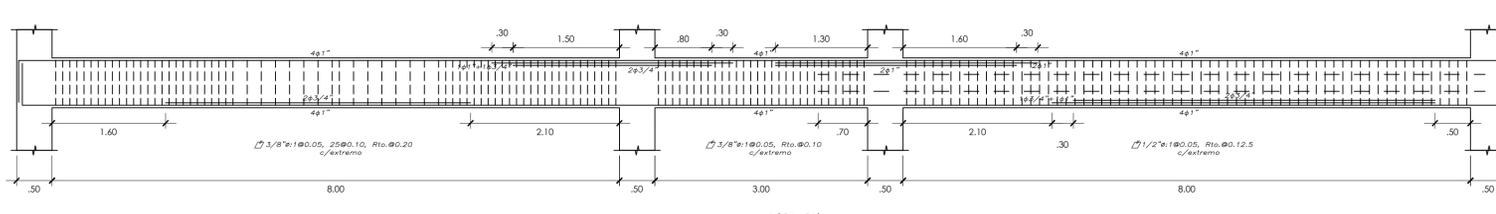
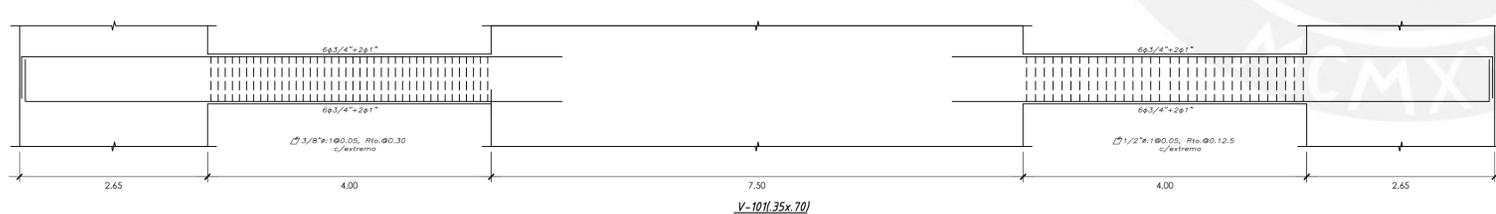
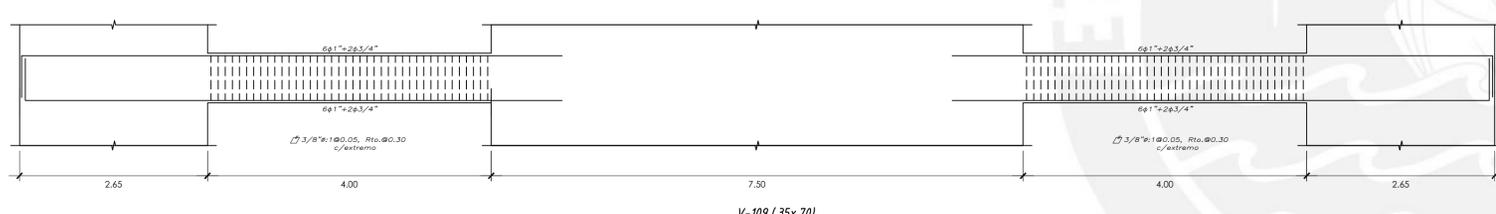
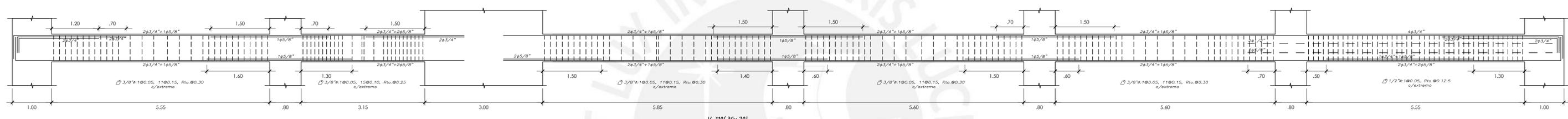
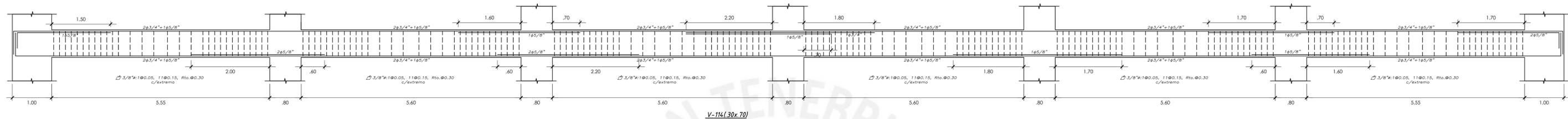
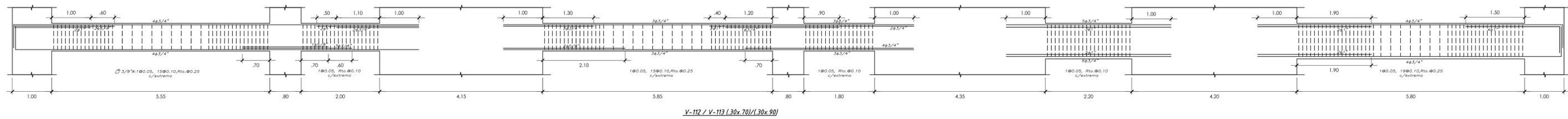
PLANO DE ESCALERAS



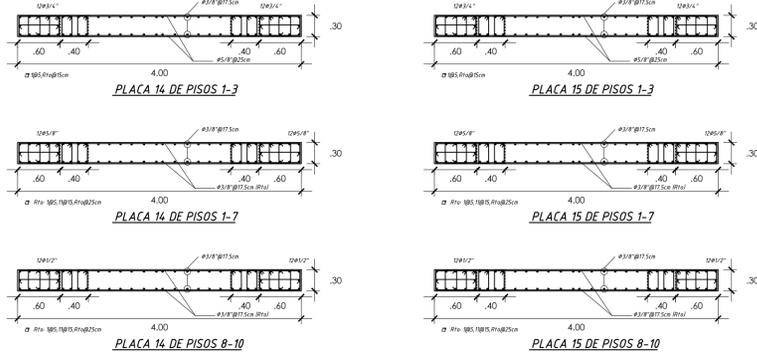
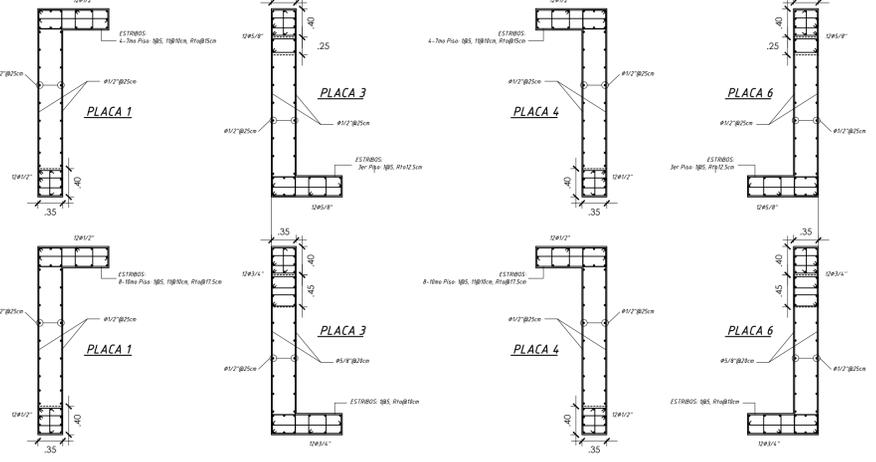
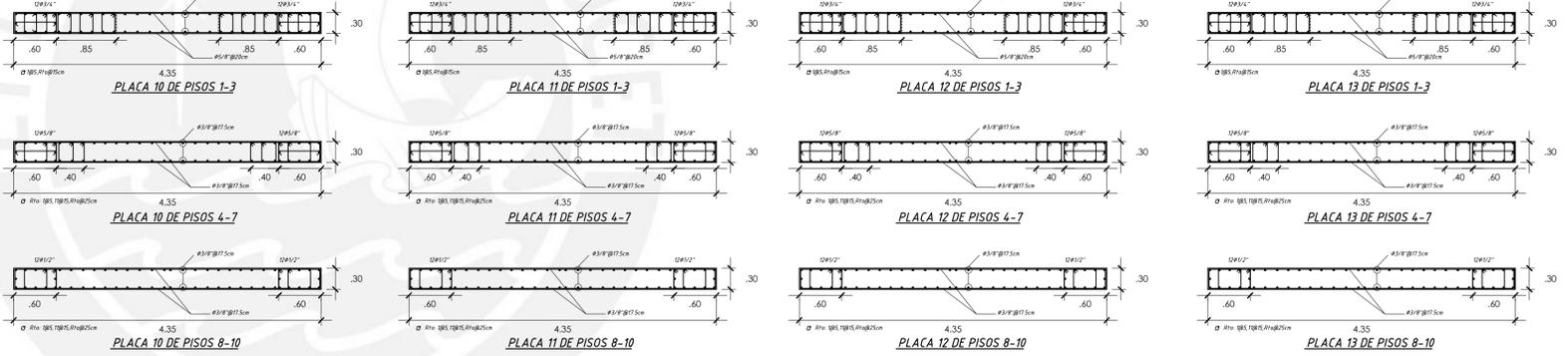
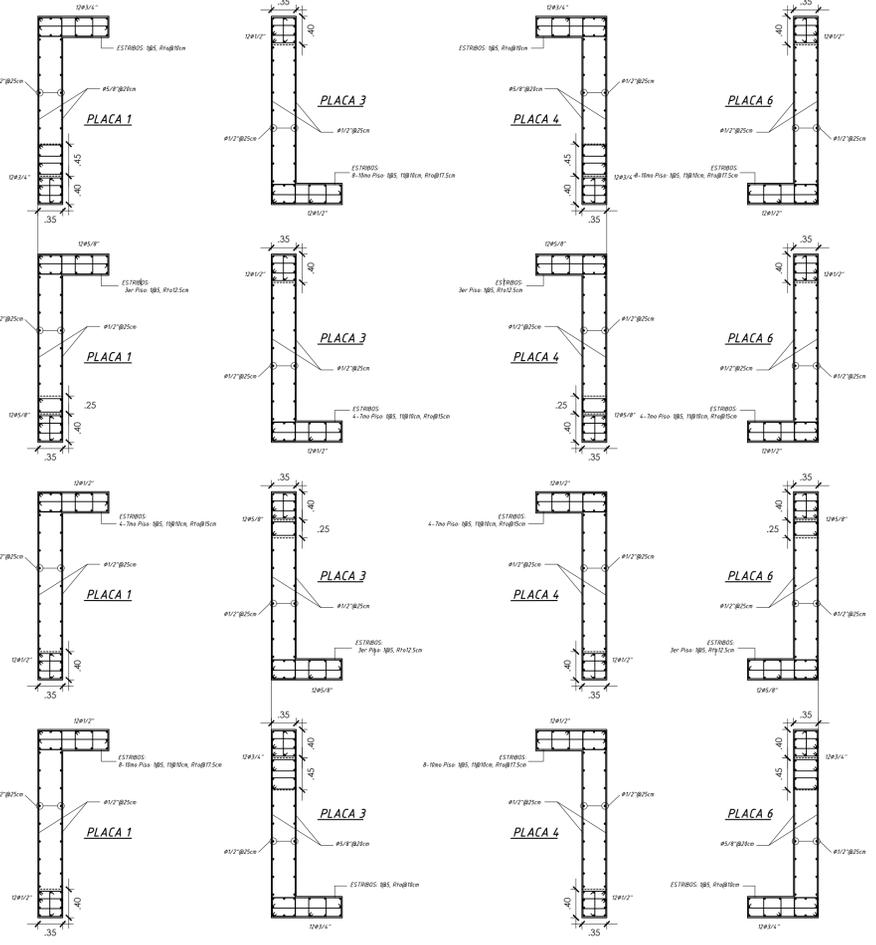
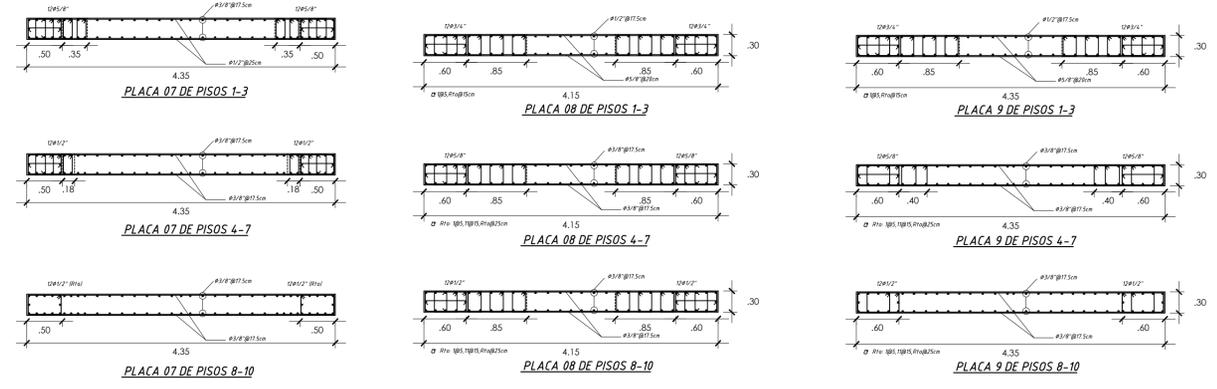
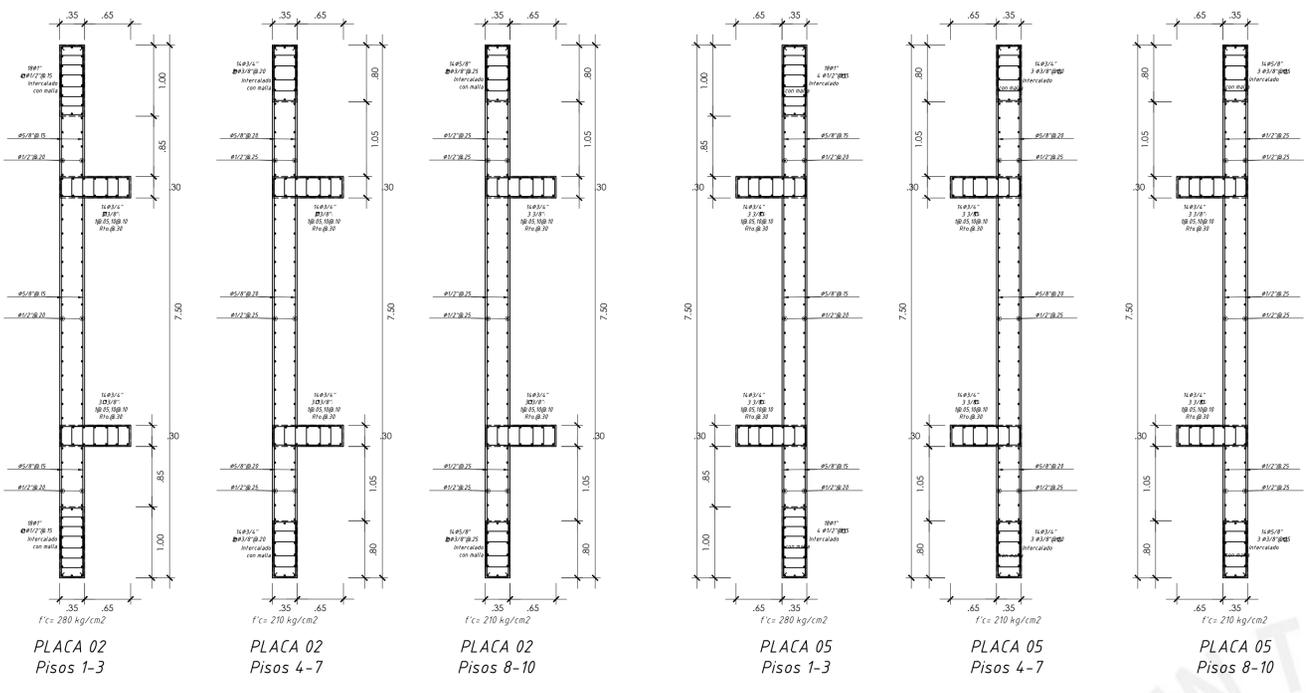
PLANO DE ESCALERAS



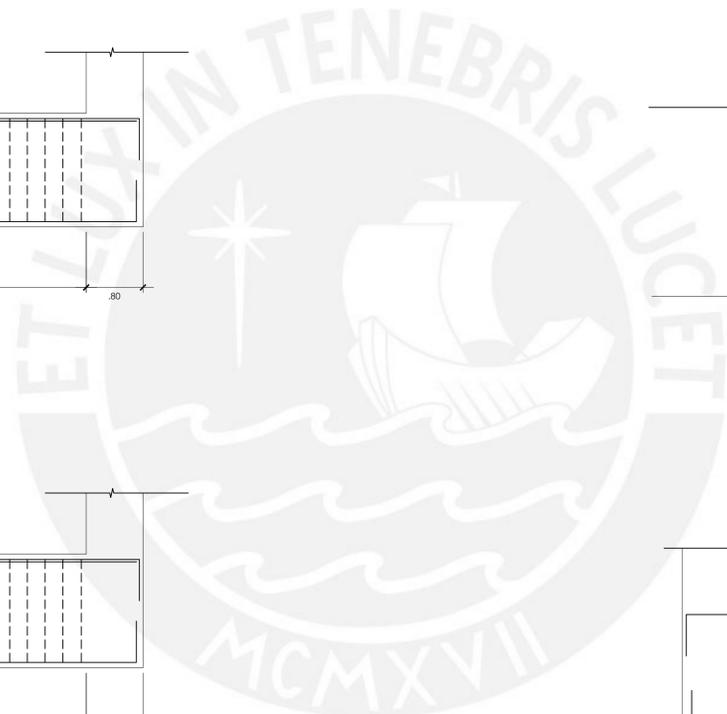
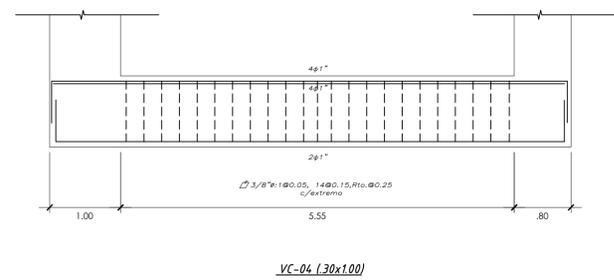
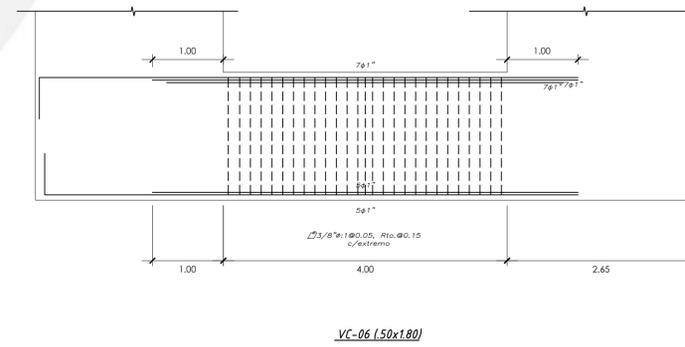
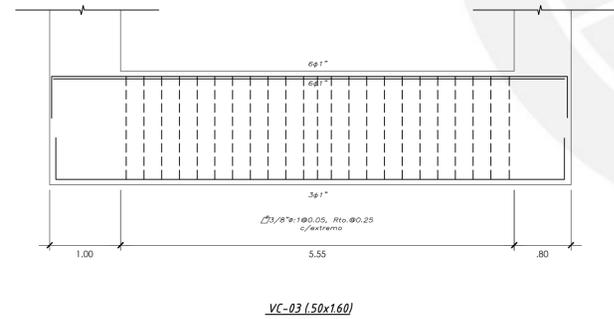
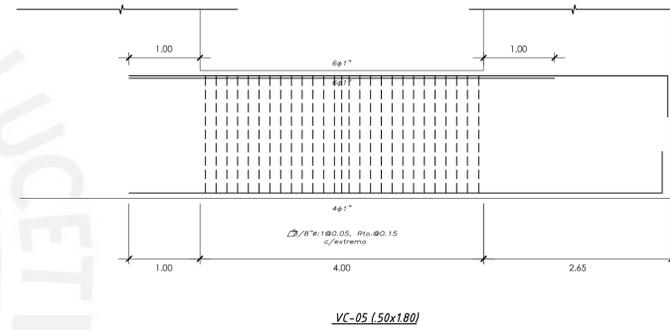
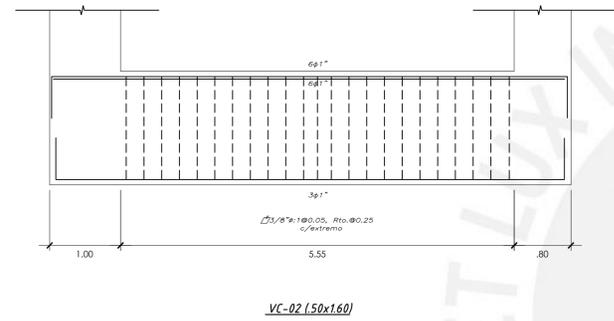
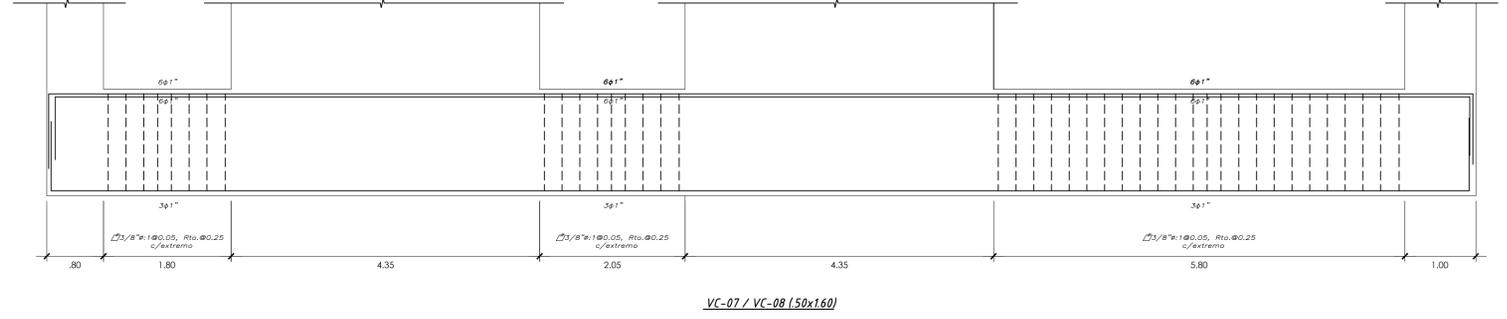
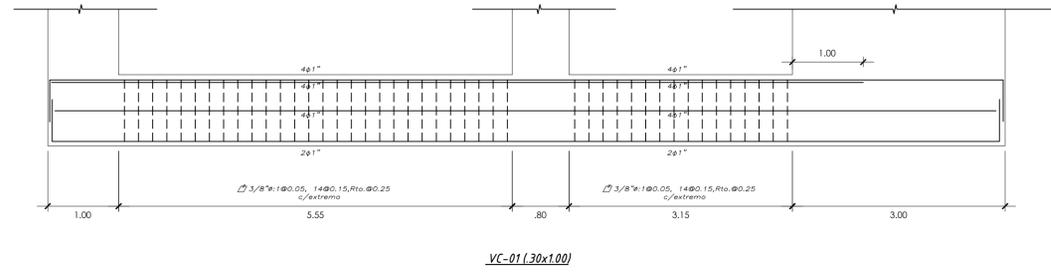
 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PLANO: PLANO DE COLUMNAS, ESCALERAS Y VIGAS	<p>E-07</p>
	ALUMINOS: CAUVI ALFARO, BRUNO JESÚS TULLUME CORNEJO, EDGAR EDUARDO SAUL	
	TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE EDUCACION SUPERIOR	
	ASESOR: ACERO, JOSÉ	
	FECHA: JUNIO 2021	



 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PLANO DE VIGAS	
	ALUMNOS: CAUVI ALFARO, BRUNO JESÚS TULLUME CORNEJO, EDGAR EDUARDO SAUL	
	TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE EDUCACION SUPERIOR	
	ASesor: ACERO, JOSÉ	
	FECHA: JUNIO 2021	ESCALA: 1/50
		E-08



 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PLANO: PLANO DE PLACAS	
	ALUMINOS: CAUVI ALFARO, BRUNO JESÚS TULLUME CORNEJO, EDGAR EDUARDO SAUL	
	TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE EDUCACION SUPERIOR	
	ASesor: ACERO, JOSÉ	
LAMINA: E-09	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	FECHA: JUNIO 2021
ESCALA: 1/50		



 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PLANO DE VIGAS DE CIMENTACIÓN	
	ALUMINOS: CAUVI ALFARO, BRUNO JESÚS TULLUME CORNEJO, EDGAR EDUARDO SAUL	
	TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE EDUCACION SUPERIOR	LAMINA: E-10
	ASESOR: ACERO, JOSÉ	
FECHA: JUNIO 2021	ESCALA: 1/50	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS