

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO INTEGRAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 5  
PISOS EN CONCRETO ARMADO**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

Luis Alberto Mendoza Remigio

**ASESOR:**

José Alberto Acero Martínez

Lima, Julio, 2024

### Informe de Similitud

Yo, .....José Alberto Acero Martínez....., docente de la Facultad de .....Ciencias e Ingeniería – Ingeniería Civil..... de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado


.....”DISEÑO INTEGRAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN CONCRETO ARMADO” .....,

del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as) .....LUIS ALBERTO MENDOZA REMIGIO.....,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 15%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 12/07/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: .....Lima, San Miguel 15 de Julio del 2024.....

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Acero Martínez, José Acero</u>	
DNI:29662895	Firma: 
ORCID: 0000-0003-4154-9510	

## **Resumen**

La presente tesis se justifica en la necesidad de proporcionar a proyectistas, constructores y clientes un acceso completo y accesible a los pasos y teorías esenciales relacionados con el diseño estructural de un edificio.

En un mundo donde la construcción de viviendas multifamiliares de concreto armado es común, la comprensión de los principios fundamentales del diseño estructural es esencial. Esta tesis se adentra en este campo, proporcionando un análisis detallado de cada etapa del proceso de diseño, desde la planificación inicial hasta la concepción detallada en planos.

Los objetivos centrales de esta investigación convergen en simplificar y democratizar el conocimiento estructural, permitiendo que tanto los profesionales de la construcción como los clientes comprendan y aprecien la importancia de cada decisión de diseño.

Mediante el uso de herramientas de análisis y diseño, así como la interpretación de normativas vigentes, esta tesis se convierte en un recurso valioso para aquellos involucrados en el ámbito de la edificación. Además, la presentación de ejemplos concretos y casos de estudio contribuye a una comprensión más profunda de los conceptos presentados.

En última instancia, esta investigación busca empoderar a proyectistas, constructores y clientes al proporcionarles las herramientas y el conocimiento necesario para abordar proyectos de construcción con confianza y perspicacia. En un campo donde la seguridad y la integridad son fundamentales, esta tesis ofrece una guía esencial para asegurar que los edificios no solo cumplan con los estándares requeridos, sino que también se erijan como estructuras sólidas y resistentes.

## **Agradecimientos**

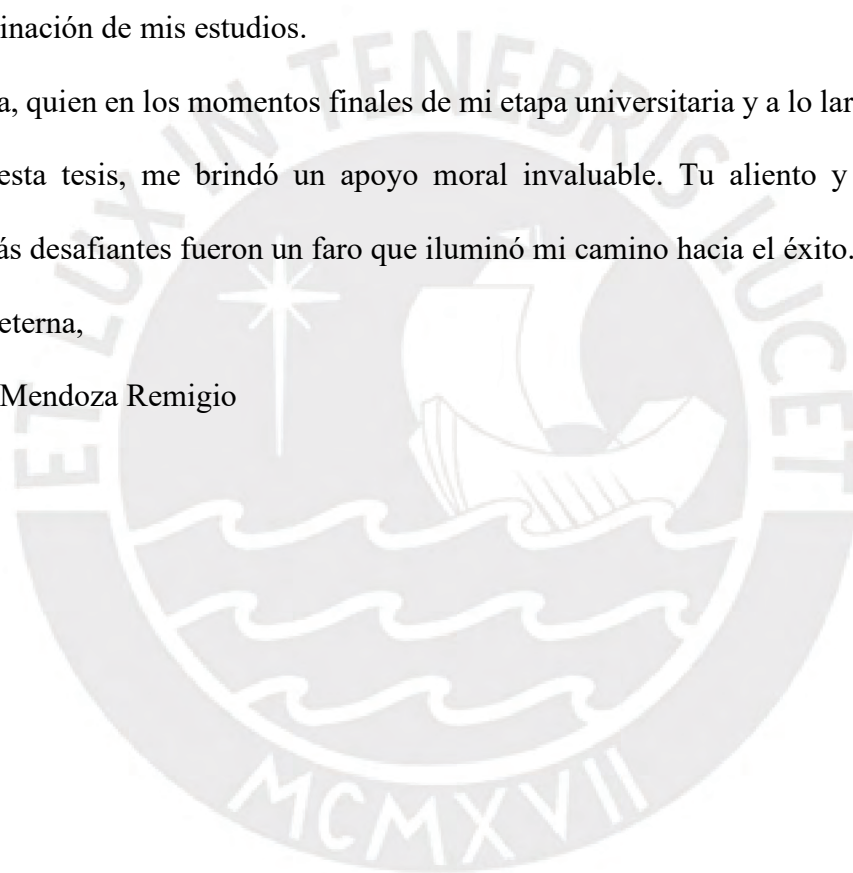
Quiero expresar mi profundo agradecimiento a mis padres, cuyo incansable apoyo y dedicación a lo largo de mi proceso universitario han sido la fuente de inspiración que me ha llevado a alcanzar este logro. Gracias a su inquebrantable esfuerzo y amor, me han moldeado en la persona que soy hoy.

A mi familia, en especial a mis abuelos y tíos, quienes siempre extendieron su mano amiga cuando más la necesité. Su apoyo incondicional ha sido un pilar fundamental en mi camino hacia la culminación de mis estudios.

A mi hermana, quien en los momentos finales de mi etapa universitaria y a lo largo de la ardua creación de esta tesis, me brindó un apoyo moral invaluable. Tu aliento y alivio en los momentos más desafiantes fueron un faro que iluminó mi camino hacia el éxito.

Con gratitud eterna,

Luis Alberto Mendoza Remigio



**Tabla de Contenido:**

<b>Capítulo 1: Introducción .....</b>	<b>1</b>
1.1. Descripción del Proyecto .....	1
1.2. Metodología de Diseño .....	3
<b>Capítulo 2: Estructuración.....</b>	<b>5</b>
2.1. Criterios de Estructuración .....	5
2.1.1. Simetría y sencillez. ....	5
2.1.2. Ductilidad y resistencia.....	5
2.1.3. Continuidad de la estructura. ....	6
2.1.4. Rigidez lateral. ....	6
2.2. Estructuración del edificio .....	6
<b>Capítulo 3: Predimensionamiento .....</b>	<b>8</b>
3.1 Predimensionamiento de viguetas (Losa aligerada) .....	8
3.2 Predimensionamiento de losas macizas .....	8
3.3 Predimensionamiento de vigas .....	9
3.4 Predimensionamiento de columnas.....	9
3.5 Predimensionamiento de Muros .....	11
<b>Capítulo 4: Análisis por Cargas de Gravedad .....</b>	<b>12</b>
4.1 Cargas Muertas y Vivas .....	12
4.2 Análisis de Losas Aligeradas .....	13
4.3 Análisis de Losas Macizas .....	16
4.4 Análisis de Vigas .....	19
4.5 Análisis de Columnas .....	24
4.6 Análisis de Placas .....	28
<b>Capítulo 5: Análisis Sísmico.....</b>	<b>32</b>
5.1 Parámetros Sísmicos .....	32
5.1.1 Factor de zona (Z).....	32
5.1.2 Factor de uso (U). ....	32

5.1.3	Parámetros de sitio (S, T <sub>p</sub> , T <sub>l</sub> ).....	32
5.1.4	Factor de amplificación sísmica (C).....	33
5.1.5	Factor de reducción sísmica (R).....	33
5.2	Determinación de factores de escalamiento.....	33
5.3	Análisis de Irregularidades .....	34
5.3.1	Irregularidades en Altura (I <sub>a</sub> ).....	35
5.3.2	Irregularidades en planta (I <sub>p</sub> ).....	37
5.4	Verificación del Sistema Resistente.....	40
5.5	Determinación de los Factores de Participación y Periodos.....	41
5.6	Centros de Masa y Rigidez .....	44
5.7	Peso de la Edificación.....	45
5.8	Junta Sísmica .....	46
5.9	Cortante de Diseño.....	47
5.10	Verificación de dimensión de muros .....	47
<b>Capítulo 6: Diseño de Losas Aligeradas.....</b>		<b>52</b>
6.1	Consideraciones Normativas .....	52
6.1.1	Determinación de As.....	52
6.1.2	Aceros mínimos y máximos.....	53
6.1.3	Cortes de acero y longitudes de desarrollo. ....	55
6.2	Diseño por Corte .....	57
6.3	Diseño por Flexión.....	58
<b>Capítulo 7: Diseño de Losas Macizas .....</b>		<b>64</b>
7.1	Consideraciones Normativas .....	64
7.1.1	Determinación de ØMn.....	64
7.1.2	Acero mínimo y espaciamientos máximos .....	65
7.2	Diseño por Corte .....	66
7.3	Diseño por Flexión.....	67
<b>Capítulo 8: Diseño de Vigas .....</b>		<b>72</b>

8.1 Consideraciones Normativas .....	72
8.1.1 Disposiciones para el diseño sismorresistente. ....	73
8.1.2 Diseño por capacidad. ....	74
8.1.3 Determinación $\emptyset V_n$ . ....	76
8.1.4 Espaciamientos máximos en estribos. ....	77
8.2 Diseño por Flexión. ....	77
8.3 Diseño por Corte .....	82
8.4 Control de Fisuraciones .....	89
<b>Capítulo 9: Diseño de Columnas .....</b>	<b>90</b>
9.1 Consideraciones Normativas .....	90
9.1.1 Disposiciones para el diseño sismorresistente. ....	90
9.1.2 Diagrama de interacción. ....	91
9.1.3 Acero mínimo y máximo en columnas. ....	93
9.1.4 Determinación de $\emptyset V_n$ en elementos sometidos a fuerza axial. ....	93
9.1.5 Disposición de estribos. ....	94
9.1.6 Diseño por capacidad. ....	95
9.2 Diseño por Flexocompresión .....	96
9.3 Diseño Por Capacidad. ....	99
<b>Capítulo 10: Diseño de Placas .....</b>	<b>104</b>
10.1 Disposiciones para el Diseño Sismorresistente y Consideraciones Normativas .....	104
10.1.1 Determinación de $\emptyset V_n$ . ....	104
10.1.1 Diseño por capacidad. ....	105
10.1.1 Cuantías mínimas horizontales y verticales. ....	106
10.1.1 Elementos de borde. ....	106
10.2 Diseño por Flexocompresión .....	107
(American Concrete Institute (ACI), 2019) 10.3 Diseño por Capacidad .....	112
10.4 Verificación de los Elementos de Borde. ....	115
<b>Capítulo 11: Diseño de Cimentaciones .....</b>	<b>118</b>

11.1 Características de Cimentación.....	119
11.2 Consideraciones Normativas .....	119
11.2.1 Resistencia al corte y punzonamiento.....	119
11.3 Diseño de Cimentaciones Conectadas .....	120
11.3.1 Diseño por flexión.....	121
11.3.2 Diseño por cortante y punzonamiento. ....	122
11.3.3 Diseño de la viga de cimentación. ....	124
<b>Capítulo 12: Diseño de Escaleras .....</b>	<b>127</b>
<b>Capítulo 13: Diseño de Muros no Portantes.....</b>	<b>129</b>
<b>14. Conclusiones .....</b>	<b>131</b>
<b>Bibliografía .....</b>	<b>134</b>



**Índice de Tablas:**

<i>TABLA 1.</i>	Espesores comunes recomendados para distintas luces de viguetas .....	8
<i>TABLA 2.</i>	Espesores comunes recomendados para luces de losas macizas .....	9
<i>TABLA 3.</i>	Espesores comunes recomendados para luces de vigas .....	9
<i>TABLA 4.</i>	Secciones preliminares para columnas exteriores .....	10
<i>TABLA 5.</i>	Secciones preliminares de columnas interiores.....	10
<i>TABLA 6.</i>	Momentos últimos en las secciones principales de la vigueta 1 .....	15
<i>TABLA 7.</i>	Cortantes últimas en las secciones principales de la vigueta 1 .....	15
<i>TABLA 8.</i>	Momentos últimos en la losa maciza en las direcciones XX e YY.....	18
<i>TABLA 9.</i>	Diagrama de Momentos flectores debido a carga muerta de la Viga N° 8 .....	21
<i>TABLA 10.</i>	Reducción de carga viva por techo de la columna central .....	25
<i>TABLA 11.</i>	Cargas normales debido a carga muerta y carga viva reducida por techo de la columna central.....	26
<i>TABLA 12.</i>	Momentos flectores debido a cargas gravitacionales extraídos del modelo tridimensional de la columna central .....	26
<i>TABLA 13.</i>	Reducción de carga viva por techo de la Placa central .....	29
<i>TABLA 14.</i>	Cargas normales debido a carga muerta y carga viva reducida por techo de la Placa central .....	29
<i>TABLA 15.</i>	Rigideces en el sentido XX con excentricidad negativa .....	35
<i>TABLA 16.</i>	Masas de entrepiso y verificación de irregularidad de masa en pisos inferiores .....	36
<i>TABLA 17.</i>	Masas de entrepiso y verificación de irregularidad de masa en pisos superiores .....	36
<i>TABLA 18.</i>	Derivas máximas para todos los casos de derivas y excentricidades .....	37
<i>TABLA 19.</i>	Derivas en para la dirección “XX” con excentricidad negativa.....	38
<i>TABLA 20.</i>	Determinación de Irregularidad de esquina entrante.....	39
<i>TABLA 21.</i>	Determinación de Irregularidad por discontinuidad de diafragma.....	40
<i>TABLA 22.</i>	Cortantes en la base del edificio.....	40
<i>TABLA 23.</i>	Cortantes en la base de las placas.....	40
<i>TABLA 24.</i>	Ratio de Cortante en Placas.....	41
<i>TABLA 25.</i>	Periodos y masas participantes.....	41
<i>TABLA 26.</i>	Periodos y masas participantes de la nueva configuración estructural .....	43
<i>TABLA 27.</i>	Centros de Masa y rigidez.....	44

<i>TABLA 28.</i>	Peso por techo, metro cuadrado y acumulado.....	45
<i>TABLA 29.</i>	Desplazamientos en la dirección “XX” con excentricidad negativa.....	46
<i>TABLA 30.</i>	Determinación de juntas sísmicas .....	46
<i>TABLA 31.</i>	Determinación de la cortante de diseño .....	47
<i>TABLA 32.</i>	Fuerzas cortantes globales en la edificación .....	48
<i>TABLA 33.</i>	Cortante en “XX” debido al Análisis Estático .....	48
<i>TABLA 34.</i>	Cortantes en “YY” debido al Análisis Estático.....	48
<i>TABLA 35.</i>	Determinación de las fuerzas cortantes de diseño sobre las placas y emulación de amplificación por diseño por capacidad.....	49
<i>TABLA 36.</i>	Determinación de la capacidad máxima de las placas .....	50
<i>TABLA 37.</i>	Determinación D/C en las placas .....	50
<i>TABLA 38.</i>	Longitud de desarrollo para varillas inferiores .....	56
<i>TABLA 39.</i>	Longitud de desarrollo para varillas superiores .....	57
<i>TABLA 40.</i>	Cortantes últimas en las secciones críticas de la vigueta N° 1.....	58
<i>TABLA 41.</i>	Momentos últimos en las secciones críticas en la vigueta N° 1.....	59
<i>TABLA 42.</i>	Determinación del acero longitudinal requerido y colocado en la vigueta N° 1 .....	60
<i>TABLA 43.</i>	Cortantes últimas en las secciones críticas del paño de losa maciza analizadas .....	66
<i>TABLA 44.</i>	Momentos últimos en las secciones críticas del paño de losa maciza analizada .....	67
<i>TABLA 45.</i>	Determinación del acero requerido en el paño de losa maciza analizada .....	67
<i>TABLA 46.</i>	Momentos debido a cargas sísmicas sobre la viga N° 8 .....	78
<i>TABLA 47.</i>	Momentos últimos sobre la viga N° 8.....	78
<i>TABLA 48.</i>	Determinación del acero requerido y acero colocado en la viga N° 8.....	79
<i>TABLA 49.</i>	Determinación del acero requeridos y colocados sobre la viga N° 7.....	81
<i>TABLA 50.</i>	Cortantes ultimas en las secciones críticas de la Viga N° 8.....	82
<i>TABLA 51.</i>	Determinación de las cortantes por capacidad para los tramos de la viga N° 8. ....	87
<i>TABLA 52.</i>	Fuerzas cortantes últimas en las secciones críticas para la Viga N° 7 .....	88
<i>TABLA 53.</i>	Determinación de las cortantes por capacidad para los tramos de la viga N° 7. ....	88

<i>TABLA 54.</i>	Determinación de las combinaciones ultimas para la dirección 22 para la columna central (Techo 3 – parte inferior) .....	97
<i>TABLA 55.</i>	Momentos últimos sobre la viga de cimentación estudiada.....	124
<i>TABLA 56.</i>	Fuerzas cortantes ultimas sobre la viga de cimentación estudiada .....	124
<i>TABLA 57.</i>	Determinación del acero requerido y colocado para la viga de cimentación estudiada .....	125



## Índice de Figuras:

<i>FIGURA 1.</i>	Ubicación del edificio multifamiliar .....	2
<i>FIGURA 2.</i>	Primer Nivel y Planta Típica.....	3
<i>FIGURA 3.</i>	Estructuración de la Planta Típica.....	6
<i>FIGURA 4.</i>	Vigueta seleccionada de la planta típica .....	13
<i>FIGURA 5.</i>	Distribución de la Carga Muerta sobre la vigueta seleccionada .....	14
<i>FIGURA 6.</i>	Distribución de la Carga Viva sobre la vigueta seleccionada .....	14
<i>FIGURA 7.</i>	Diagrama de Momentos Flectores de la Vigueta Analizada .....	14
<i>FIGURA 8.</i>	Diagrama de Fuerzas Cortantes de la Vigueta Analizada .....	15
<i>FIGURA 9.</i>	Ubicación del paño de losa maciza a diseñar .....	16
<i>FIGURA 10.</i>	Modelo Matemático del paño de losa maciza .....	17
<i>FIGURA 11.</i>	Diagrama de Momentos Flectores en la dirección YY de la losa maciza a analizar .....	18
<i>FIGURA 12.</i>	Diagrama de Momentos Flectores en la dirección XX de la losa maciza a analizar .....	19
<i>FIGURA 13.</i>	Ubicación de la Viga N° 8 .....	19
<i>FIGURA 14.</i>	Modelo Matemático con carga muerta de la Viga N°8.....	20
<i>FIGURA 15.</i>	Modelo Matemático con carga viva de la viga N°8.....	21
<i>FIGURA 16.</i>	Diagrama de Momentos Flectores de la Viga N°8.....	21
<i>FIGURA 17.</i>	Ubicación de la Viga N°7 .....	22
<i>FIGURA 18.</i>	Modelo Matemático con carga muerta de la Viga N° 7.....	23
<i>FIGURA 19.</i>	Modelo Matemático con carga viva de la Viga N° 7.....	23
<i>FIGURA 20.</i>	Ubicación de la Columna Central a diseñar .....	24
<i>FIGURA 21.</i>	Diagrama de Fuerzas Normales para la columna central.....	26
<i>FIGURA 22.</i>	Ubicación de la Columna Esquinera a diseñar .....	27
<i>FIGURA 23.</i>	Diagrama de Fuerzas Normales para la columna esquinera .....	27
<i>FIGURA 24.</i>	Ubicación de la Placa N° 2.....	28
<i>FIGURA 25.</i>	Diagrama de Fuerzas Normales para la Placa central .....	30
<i>FIGURA 26.</i>	Ubicación de la Placa Lateral a diseñar .....	30
<i>FIGURA 27.</i>	Diagrama de Fuerzas Normales para la Placa Lateral.....	31
<i>FIGURA 28.</i>	Espectro de Amplificación Sísmica E.030.....	34
<i>FIGURA 29.</i>	Aberturas en el diafragma .....	38
<i>FIGURA 30.</i>	Configuración estructural original .....	42
<i>FIGURA 31.</i>	Nueva configuración estructural .....	43

<i>FIGURA 32.</i>	Bloque de compresiones de Whitney .....	52
<i>FIGURA 33.</i>	Vigueta típica de 20 centímetros de peralte .....	53
<i>FIGURA 34.</i>	Condición de falla balanceada.....	54
<i>FIGURA 35.</i>	Corte de Acero .....	55
<i>FIGURA 36.</i>	Corte de Acero de la vigueta a diseñar.....	61
<i>FIGURA 37.</i>	Despiece de acero de la vigueta diseñada teórica vs prácticamente .....	62
<i>FIGURA 38.</i>	Sección de losa con acero conocido.....	65
<i>FIGURA 39.</i>	Puntos críticos en el DMF del paño de losa maciza diseñada.....	69
<i>FIGURA 40.</i>	Despiece de acero de la losa maciza diseñada .....	71
<i>FIGURA 41.</i>	Diseño por Capacidad para Vigas .....	75
<i>FIGURA 42.</i>	Diagrama de Momentos debido a sismo en la viga 8 extraído de ETABS ....	78
<i>FIGURA 43.</i>	Despiece de acero longitudinal del tercer tramo de la viga N° 8.....	80
<i>FIGURA 44.</i>	Despiece de acero de la viga N° 7.....	81
<i>FIGURA 45.</i>	DMF envolvente de la viga N° 8.....	84
<i>FIGURA 46.</i>	Comparación entre Capacidad y Demanda de fuerzas cortantes viga N° 8...86	
<i>FIGURA 47.</i>	Esquema del Diagrama de Interacción.....	92
<i>FIGURA 48.</i>	Espaciamiento máximo de acero longitudinal sin tener que colocar estribos en columnas .....	94
<i>FIGURA 49.</i>	Diseño por Capacidad para Columnas .....	95
<i>FIGURA 50.</i>	Direcciones locales y armado inicial de la columna central .....	96
<i>FIGURA 51.</i>	Diagrama de interacción realizado manualmente de la columna central .....	97
<i>FIGURA 52.</i>	Diagrama de interacción realizado con “ <i>Section Designer</i> ” de la columna central .....	98
<i>FIGURA 53.</i>	Direcciones locales y armado inicial de la columna esquinera.....	98
<i>FIGURA 54.</i>	Diagrama de interacción realizado con “ <i>Section Designer</i> ” de la columna esquinera .....	99
<i>FIGURA 55.</i>	Diagrama de interacción realizado con “ <i>Section Designer</i> ” de la columna central .....	100
<i>FIGURA 56.</i>	Armado final (estribos y acero longitudinal) de la columna central .....	102
<i>FIGURA 57.</i>	Diagrama de interacción realizado con “ <i>Section Designer</i> ” de la columna Esquinera .....	102
<i>FIGURA 58.</i>	Armado final (estribos y acero longitudinal) de la columna central .....	103
<i>FIGURA 59.</i>	Alma y alas consideradas para el diseño por flexocompresión.....	108

<i>FIGURA 60.</i>	Sección considerada para el diseño por flexocompresión en la Placa 2 en “YY” y su armado .....	108
<i>FIGURA 61.</i>	Diagrama de Interacción de la Placa 2 para la dirección 33 con cargas del sismo “XX” .....	109
<i>FIGURA 62.</i>	Diagrama de Interacción de la Placa 2 para la dirección 22 con cargas del sismo “YY” .....	110
<i>FIGURA 63.</i>	Armado inicial para la Placa 3 .....	111
<i>FIGURA 64.</i>	Diagrama de Interacción de la Placa 3 para dirección 33 con cargas del sismo “YY” .....	111
<i>FIGURA 65.</i>	Determinación de $M_n$ para la Placa 2 .....	112
<i>FIGURA 66.</i>	Determinación de $M_n$ para la Placa 3 .....	114
<i>FIGURA 67.</i>	Determinación de la profundidad del eje neutro para una placa genérica ...	115
<i>FIGURA 68.</i>	Porción de la Placa 2 considerada para la determinación del eje neutro.....	116
<i>FIGURA 69.</i>	Porción de la Placa 2 considerada para la determinación del eje neutro.....	116
<i>FIGURA 70.</i>	Planta de cimentaciones y resaltadas las cimentaciones cuyo diseño será detallado .....	118
<i>FIGURA 71.</i>	Cimentaciones cuyo diseño fue detallado .....	121
<i>FIGURA 72.</i>	Diagrama de momentos últimos en la viga de cimentación estudiada.....	124
<i>FIGURA 73.</i>	Armado final de la viga de cimentación entre las cimentaciones analizadas.....	126
<i>FIGURA 74.</i>	Tramo 1 del modelo matemático empleado para el diseño de escaleras.....	127
<i>FIGURA 75.</i>	Tramo 2 de la escalera con el armado final.....	128
<i>FIGURA 76.</i>	Detalle típico para muros no portantes.....	130
<i>FIGURA 77.</i>	Secciones de columnetas y vigas de arriostre en muros no portantes.....	130

## Capítulo 1: Introducción

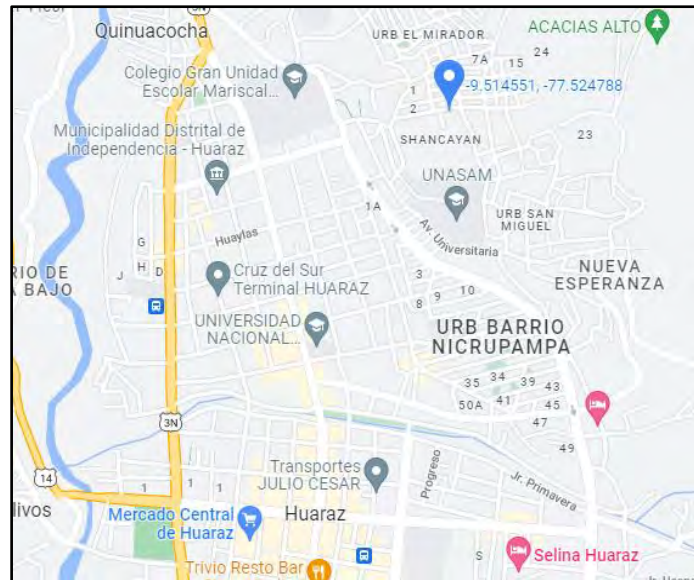
El enfoque de esta tesis se centra en el análisis y diseño de una estructura de concreto armado multinivel. Su objetivo principal es el diseño de un edificio multifamiliar de hormigón armado, basado en la planificación arquitectónica y la aplicación de metodologías estándar en diseño y análisis, superando los requisitos legales.

Esta tesis se plantea como una base de ejemplo para proyectistas, constructores, clientes y otros interesados, proporcionando una guía detallada de todos los pasos necesarios para llevar a cabo un diseño estructural. Cada capítulo aborda aspectos clave, desde el contexto del problema hasta la cuantificación de cargas y el dimensionamiento de componentes. Cabe destacar que el alcance se limita a la estructura principal del edificio, excluyendo elementos como tanques de agua y tanques elevados.

### 1.1. Descripción del Proyecto

Se trata de un proyecto de un edificio multifamiliar de 5 niveles de concreto armado ubicado en Independencia, Huaraz (ver Figura 1). El edificio consta de 8 departamentos, 2 por cada planta típica, con un área de terreno de 139.9 metros cuadrados. La superficie total techada es de 626.6 m<sup>2</sup> y 130 metros cuadrados por piso. No se incluye un ascensor debido a la decisión del arquitecto y consideraciones económicas, y esto cumple con la norma A.010, que solo exige ascensor en edificaciones de más de 5 niveles. En su lugar, se cuenta con una escalera para los residentes que conecta desde el primer piso hasta la azotea.

El edificio se encuentra ubicado en una esquina, por lo que cuenta con dos fachadas. Esto será de importancia más adelante, pues dificultará diversas etapas del diseño.

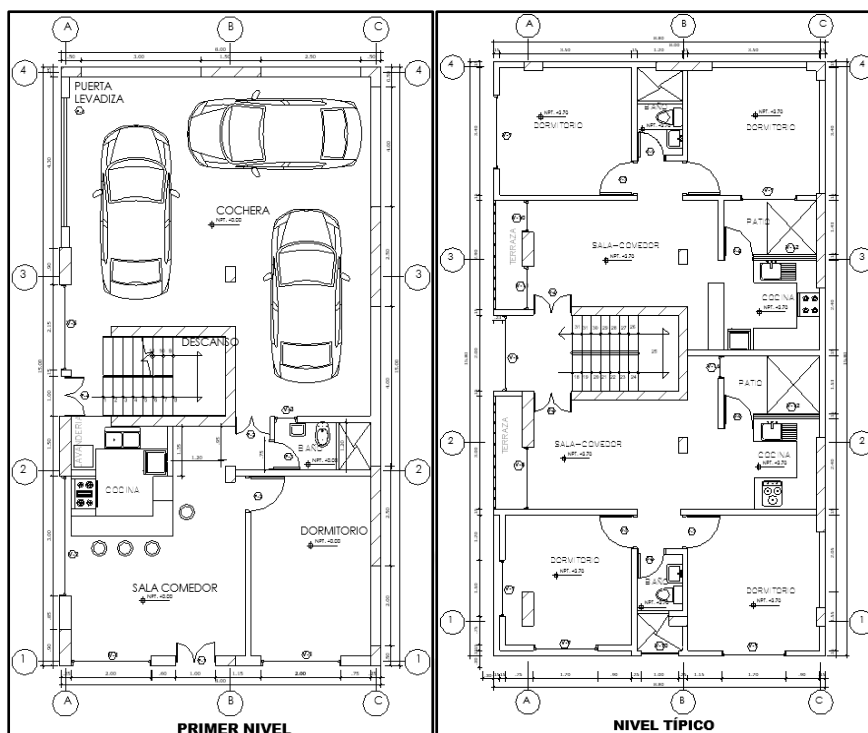


*FIGURA 1.* Ubicación del edificio multifamiliar  
Tomado de: Google Maps

El edificio consta de pisos típicos en los niveles 2 al 4 (ver Figura 2), mientras que el primer y quinto piso tienen distribuciones diferentes. En el primer piso, se encuentra el área de estacionamiento y un departamento (ver Figura 2), mientras que, en el quinto piso, solo hay una vivienda con dos terrazas. El interior presenta divisiones con muros de 15 cm y 10 cm de ancho, de saga y de canto, respectivamente.

Desde la perspectiva de las estructuras, el edificio es prácticamente simétrico, a excepción del último nivel que tiene terrazas, lo que introduce una ligera asimetría. Esta simetría cumple con las recomendaciones de la norma E.030 de diseño sismorresistente, lo que contribuye a una mejor respuesta ante eventos sísmicos. El análisis detallado de esta simetría se abordará en el capítulo 5, dedicado al análisis sísmico.

En términos de zonificación sísmica, el proyecto se encuentra en la zona 3, según el Artículo 5 de la Norma E.030 de diseño sismorresistente. Este dato se explorará en detalle en los capítulos siguientes debido a su relevancia en el diseño de concreto armado.



*FIGURA 2.* Primer Nivel y Planta Típica  
Tomado de: Elaboración Propia

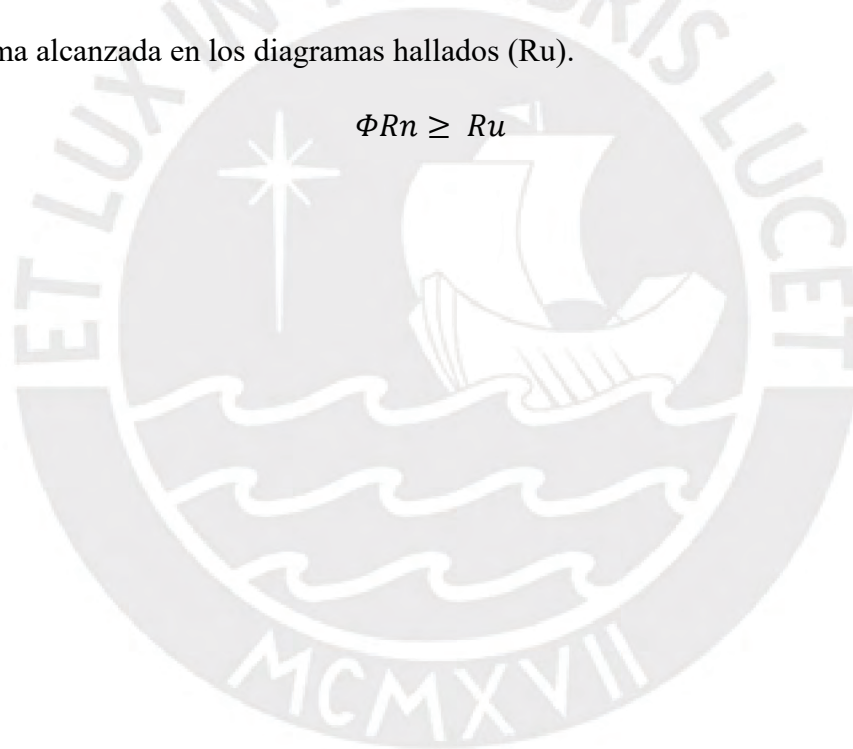
## 1.2. Metodología de Diseño

En el diseño de la edificación, se seguirán las normas establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, que incluyen la Norma E.020 para las cargas, la Norma E.030 para el diseño sismorresistente y la Norma E.050 para cimentaciones y suelos. Es importante aclarar algunos términos comunes en el campo de las estructuras. Las cargas muertas (CM) son constantes e incluyen el peso propio de la superestructura y elementos arquitectónicos fijos. Las cargas vivas (CV) son móviles y se determinan estadísticamente debido a la incertidumbre. Las cargas de sismo (CS) se generan por las fuerzas de inercia durante un sismo. Los pasos específicos para realizar el diseño serían los siguientes:

1. A partir del diseño arquitectónico, se plantea una estructuración con criterios recomendados para ello en el siguiente capítulo.
2. A continuación, se realiza el predimensionado de los elementos estructurales con el fin de dotar a la estructura de la suficiente rigidez lateral para respetar los máximos admisibles estipulados en la Norma E.030.

3. Se emplea la Norma E.020 para determinar las CM y CV en las plantas típicas y atípicas.
4. Se generan los resultados para casos gravitacionales en modelos independientes en medida de lo posible.
5. Se realiza el modelo matemático a partir de las cargas halladas en el punto anterior en un software de análisis estructural (Etabs) y con ello hallar los diagramas de momento flector y fuerza cortante por cargas sísmicas.
6. Por último, se realiza el diseño de los elementos estructurales a la rotura. Es decir, se debe cumplir que la resistencia de los elementos ( $\Phi R_n$ ) sea mayor a la resistencia máxima alcanzada en los diagramas hallados ( $R_u$ ).

$$\Phi R_n \geq R_u$$



## Capítulo 2: Estructuración

### 2.1. Criterios de Estructuración

La estructura debe ser lo más simple posible para que se pueda hacer al momento de realizar el análisis y en el caso de un terremoto, la estructura funcione lo más cerca posible de la estructura real. En cuanto a los elementos no estructurales, hay que evitar que consideren la distribución de los esfuerzos, ya que generan esfuerzos de los elementos que no fueron diseñados para estos. Existen diferentes criterios importantes que se emplean en el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (Blanco, 1994) los cuales serán la referencia que se emplea para estructurar el edificio a diseñar. Se han omitido ciertos puntos mencionados en el libro del ingeniero Blanco que están relacionados al monolitismo y uniformidad que tienen que ver más con las buenas prácticas de la construcción.

#### 2.1.1. Simetría y sencillez.

La experiencia ha demostrado que la estructura debe tener gran sencillez y simetría, porque permite la idealización a modelos simples y reales que permiten obtener más aproximaciones, así poder predecir su comportamiento en un terremoto. Se recomienda la simetría en ambas direcciones, ya que la falta de simetría provoca efectos de torsión muy difíciles de predecir o evitar; este tema se comentará más adelante en el capítulo de análisis sísmico.

#### 2.1.2. Ductilidad y resistencia.

El objetivo principal en un terremoto es asegurar la estabilidad del edificio. Esto se logra permitiendo que la estructura resista los movimientos sísmicos en al menos dos direcciones perpendiculares, garantizando estabilidad en múltiples orientaciones. La estructura debe ser lo suficientemente resistente y rígida para transmitir las cargas de manera continua. Es importante que tenga una resistencia máxima intermedia, lo que la hace dúctil y capaz de absorber la energía del terremoto para mantener un funcionamiento adecuado.

### 2.1.3. Continuidad de la estructura.

La estructuración se debe realizar con el fin de que no haya cambios radicales en la rigidez que ocasiona que haya zonas en las que se concentren los esfuerzos. Esto se consigue evitando la reducción brusca del tamaño de dos plantas continuas.

### 2.1.4. Rigidez lateral.

Con el fin de evitar grandes deformaciones laterales debido a las fuerzas laterales que actúan producidas por los sismos, la estructura debe tener componentes estructurales que proporcionan rigidez lateral en las direcciones principales. Estructuras con mayor flexibilidad y rigidez poseen pros y contras. Las flexibles tienen como ventaja la gran ductilidad que poseen; en cambio, las rígidas, estabilidad y durabilidad. Ante ello, es recomendable definir primero el tipo de estructura que se pretende obtener. Los edificios duales conformados por pórticos y muros aportan tanto ductilidad como resistencia a las edificaciones (Rochel, 2012, pág. 72); es por ello, que lo más recomendable es emplear este tipo de estructuras.

## 2.2. Estructuración del edificio

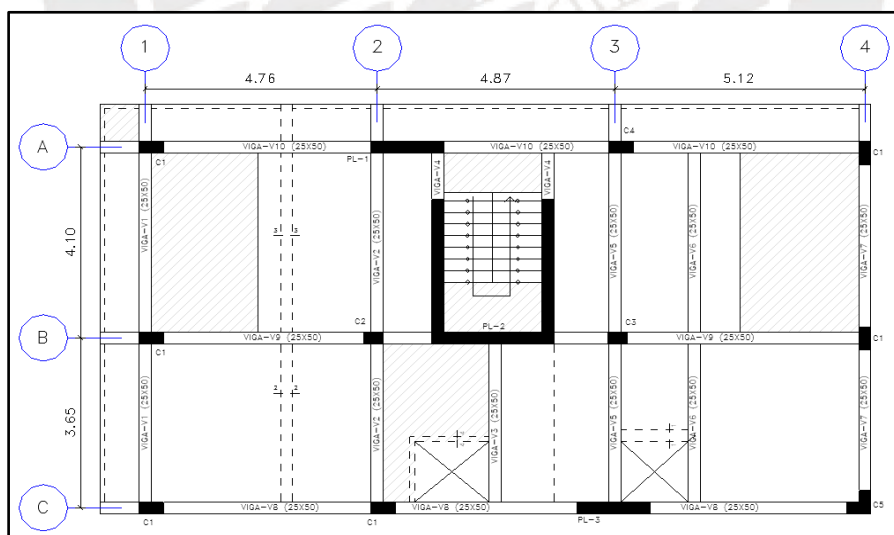


FIGURA 3. Estructuración de la Planta Típica  
Tomado de: Elaboración Propia

Tomando en cuenta, los criterios anteriormente mencionados se elabora la propuesta de estructuración para la planta típica (ver Figura 3). Se trató de evitar asimetrías en la estructura para que no haya efectos indeseados durante los sismos. Para ello, se colocaron las placas de

manera simétrica en ambos ejes. En el eje más débil, debido a falta de espacio, se colocó solo una placa, cuya ubicación radica en el cajón de la escalera.

En otro aspecto, se consideró prudente colocar losas aligeradas en la dirección más corta, lo que provocará que haya menos esfuerzos en las viguetas. Así mismo, se decidió colocar losas macizas en las zonas en las que había una congestión de baños o aberturas en la losa.

En la dirección X-X, se han establecido 4 ejes con pórticos que tienen espacio para el anclaje del acero en sus extremos. Aunque estos pórticos no son los principales en términos de carga de la losa, son fundamentales para resistir las cargas sísmicas, lo que ha llevado a un ancho mínimo de vigas de 25 centímetros. En la dirección Y-Y, se han definido 3 pórticos, todos equipados con placas. Estos pórticos soportan las cargas de la losa y las cargas sísmicas. Se espera que la placa del eje B en la escalera ayude a reducir la demanda en las vigas de esta dirección.

A pesar de los ajustes mínimos realizados para tender hacia la simetría estructural, el diseño aún no está completamente finalizado en este capítulo. Los resultados del análisis sísmico pueden llevar a modificaciones en los sistemas de rigidez lateral, siempre dentro de los límites establecidos por la Norma E.030.

### Capítulo 3: Predimensionamiento

El predimensionamiento es un enfoque preliminar donde se establecen y delimitan las secciones iniciales de los elementos estructurales utilizando criterios basados en la experiencia. Este análisis inicial depende de resultados empíricos y normas de desplazamiento permisible. Aunque aún no se ha realizado un análisis estructural completo ni se han cuantificado las cargas en los elementos, el predimensionamiento es esencial para proporcionar dimensiones provisionales a la estructura. Se basa en fórmulas empíricas que utilizan las zonas tributarias para dimensionar inicialmente cada elemento de acuerdo a estas. Es importante resaltar que el método de predimensionamiento se realizará de acuerdo con el libro del profesor Blanco “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto” (Blanco, 1994).

#### 3.1 Predimensionamiento de viguetas (Losa aligerada)

A continuación, se muestra la Tabla 1 elaborada de acuerdo a las dimensiones proveídas por el ingeniero Blanco. A partir de esta tabla se realizará el predimensionamiento de las viguetas con las dimensiones que se tienen en base a la estructuración.

TABLA 1. Espesores comunes recomendados para distintas luces de viguetas

Luces (m)	Menores a 4	4.0 a 5.5	5.0 a 6.5	6 a 7.5
h (cm)	17	20	25	30

Tomado de: “Estructuración y Diseño de Estructuras de Concreto Armado”, por Antonio Blanco, 1994

Según los planos realizados para la estructuración, las luces máximas que se encuentran son de 3.5 y 3.75 metros, lo cual sugiere que se deben emplear aligerados de un peralte de 17 cm. Sin embargo, este no sería recomendable, dado que se requiere un espesor mínimo de 20 cm para que las zonas de las instalaciones tengan más espacio para su recorrido. Además, con este aumento de peralte se aseguraría que todas las losas soporten las demandas de fuerza cortante.

#### 3.2 Predimensionamiento de losas macizas

En el caso del predimensionamiento de losas macizas el ingeniero Blanco, en su libro, recomienda las mismas dimensiones de las losas aligeradas con una reducción de 5 centímetros

en su espesor. Además, él recomienda, que para luces pequeñas en caso no haya necesidad de que vayan tuberías en su interior era bastante recomendable el uso de estas losas.

TABLA 2. Espesores comunes recomendados para luces de losas macizas

Luces (m)	Menores a 4	4.0 a 5.5	5.0 a 6.5	6 a 7.5
h (cm)	12	15	20	25

Tomado de: "Estructuración y Diseño de Estructuras de Concreto Armado", por Antonio Blanco, 1994

### 3.3 Predimensionamiento de vigas

En primer lugar, de acuerdo al Ingeniero Blanco, el peralte de las vigas es comúnmente 1/10 o 1/12 de la luz libre (Blanco, 1994, 39). En segundo lugar, en cuanto al ancho de las vigas, de acuerdo a la Norma Peruana de Concreto Armado, los pórticos principales, aquellos que soportan las cargas de las losas deben tener por lo menos un ancho de 25 cm. Sin embargo, ello no impide que el ancho de las vigas de los pórticos secundarios sea de menor dimensión. En el caso de las vigas chatas, el peralte que se considerará es el mismo de la losa, es decir, 20 centímetros, mientras que el ancho se considerará preliminarmente de 25 cm.

TABLA 3. Espesores comunes recomendados para luces de vigas

Luces (m)	L < 5.5	L < 6.5	L < 7.5	L < 8.5	L < 9.5
h (cm)	50	60	70	75 u 80	85 o 90

Tomado de: "Estructuración y Diseño de Estructuras de Concreto Armado", por Antonio Blanco, 1994

Se ha decidido mantener un peralte constante de 50 centímetros para todas las vigas, independientemente de las variaciones en las luces de la estructura. Esto se debe a que, aunque las vigas secundarias no soportan cargas de gravedad significativas, deben resistir cargas sísmicas considerables, que superan las cargas de gravedad. Mantener un peralte uniforme en ambas direcciones asegura una construcción más uniforme y sencilla.

### 3.4 Predimensionamiento de columnas

En este diseño estructural, se busca dimensionar las columnas de manera que tengan dimensiones con capacidad suficiente. Esto se hace con el propósito de garantizar que, en caso de un terremoto, las vigas sean las primeras en ceder en lugar de las columnas, lo que mejora la seguridad sísmica de la estructura. Según las indicaciones del Ingeniero Blanco, se utilizará

una fórmula de dimensionamiento de columnas para sistemas de muros que considera la demanda de fuerzas axiales y momentos flectores. Es importante destacar que las columnas internas tienen una carga axial mucho mayor que las columnas externas, lo que hace que la demanda de momento sea significativa en estas últimas.

$$\text{Área Bruta} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'c} \text{ Columnas Internas}$$

$$\text{Área Bruta} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35f'c} \text{ Columnas Exteriores}$$

A partir de lo explicado en este inciso y considerando una carga en servicio de 1.1 tn/m<sup>2</sup> conservadoramente, se elaboran las siguientes Tablas 4 y 5. Se consideró un  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup>.

TABLA 4. Secciones preliminares para columnas exteriores

Columna	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	# Pisos	P Servicio (tn)	Área requerida (cm <sup>2</sup> )	Sección (cm <sup>2</sup> )
C1	10.7	5	58.9	801	25x50
C2	13	5	71.5	973	25x50
C3	7.2	5	39.6	539	25x50
C5	9.3	5	51.2	696	25x50
C6	9.2	5	50.6	688	25x50
C8	7.2	5	39.6	539	25x50
C9	9.1	5	50.1	681	25x50
C10	5.5	5	30.3	412	25x50x50 (L)

Tomado de: Elaboración Propia

TABLA 5. Secciones preliminares de columnas interiores

Columna	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	# Pisos	P Servicio (tn)	Área requerida (cm <sup>2</sup> )	Sección (cm <sup>2</sup> )
C4	11.9	5	60	630	25x40
C7	12.5	5	63	661	25x40

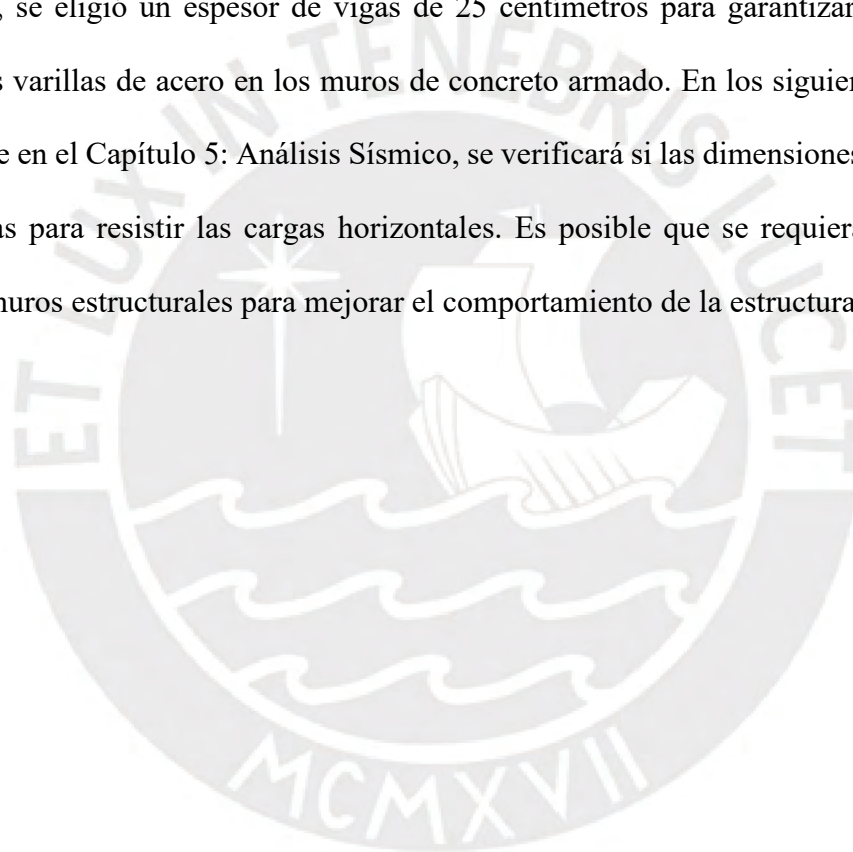
Tomado de: Elaboración Propia

Si bien, en algunas columnas pareciera que se está sobredimensionando, el objetivo de mantener casi todas las secciones de las mismas dimensiones es que se facilite el diseño y la

construcción de estas. Además, se requiere un espesor de 50 cm por lo menos para lograr que el acero de 3/4" tenga anclaje en las columnas exteriores.

### **3.5 Predimensionamiento de Muros**

El objetivo principal de los muros de cortante es reducir los desplazamientos causados por sismos y absorber las fuerzas generadas por ellos. Según la Norma E.060, el espesor mínimo de estos muros no debe ser menor al 1/25 de la luz libre ni menor a 150 milímetros. Calculando con una altura de entrepiso de 3.05 metros, se obtiene un espesor mínimo de 12 centímetros. Sin embargo, se eligió un espesor de vigas de 25 centímetros para garantizar un adecuado anclaje de las varillas de acero en los muros de concreto armado. En los siguientes capítulos, especialmente en el Capítulo 5: Análisis Sísmico, se verificará si las dimensiones de los muros son adecuadas para resistir las cargas horizontales. Es posible que se requiera aumentar la cantidad de muros estructurales para mejorar el comportamiento de la estructura.



## Capítulo 4: Análisis por Cargas de Gravedad

Este capítulo aborda las cargas gravitatorias, importantes junto con las cargas sísmicas, y su impacto en los elementos estructurales. Se utiliza el método de áreas tributarias para distribuir las cargas de manera isostática según el área influenciada por cada elemento. Luego se desarrollan modelos independientes de la estructura original, siguiendo las simplificaciones de la Norma E.030 al aislar y empotrar elementos de borde. Estos resultados se emplearán en el diseño detallado posterior.

### 4.1 Cargas Muertas y Vivas

Para este capítulo, se ha optado por realizar el cálculo con las cargas últimas de gravedad. Esto implica aplicar un factor de 1.7 a las cargas vivas y un factor de 1.4 a las cargas muertas. A continuación, se muestran tanto las cargas muertas y vivas que se están considerando en el edificio; todas ellas extraídas de la Norma E.020.

- Cargas Muertas

5 centímetros de piso terminado: 100 kg/m<sup>2</sup>

Aligerado convencional: 300 kg/m<sup>2</sup>

Albañilería sólida: 1800 kg/m<sup>3</sup>

Concreto armado: 2400 kg/m<sup>3</sup>

- Cargas Vivas

Viviendas: 200 kg/m<sup>2</sup>

Azotea: 100 kg/m<sup>2</sup>

## 4.2 Análisis de Losas Aligeradas

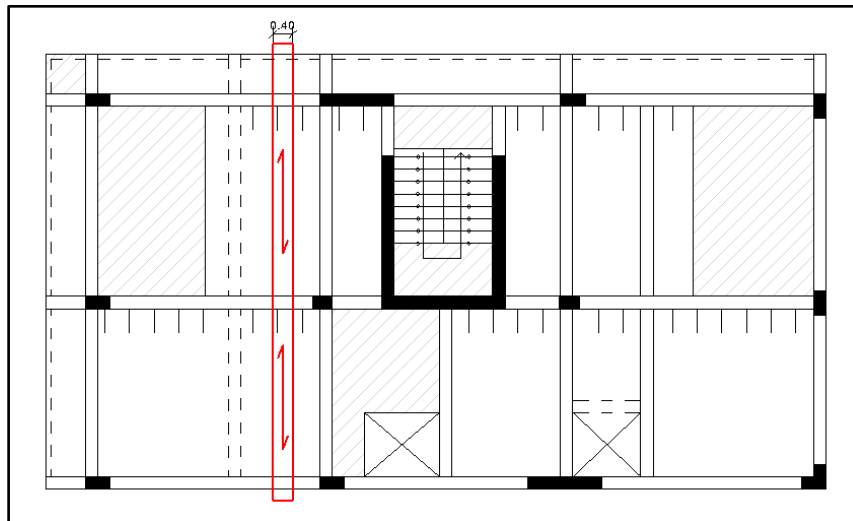


FIGURA 4. Vigueta seleccionada de la planta típica  
Tomado de: Elaboración Propia

Considerando que los aligerados convencionales trabajan en una sola dirección tanto el análisis y el diseño se realizará para franjas típicas del aligerado; es decir, segmentos del aligerado que posean cargas similares a lo largo de la dirección de análisis. Es importante mencionar que las vigas son mucho más rígidas que el aligerado como se muestra a continuación. Esto implica que las vigas pueden ser tomadas como apoyos fijos.

$$I_{viga} = 25 * \frac{50^3}{12} = 260 * 10^3 \text{ cm}^4$$

$$I_{Aligerado} = 40 * \frac{20^3}{12} = 27 * 10^3 \text{ cm}^4$$

$$I_{viga}/I_{Aligerado} = 9.63$$

En este apartado, se analizará la vigueta típica más cargada de tres tramos similares en todos los paños. En la Figura 4, se muestra la ubicación de esta vigueta que está en la dirección corta del edificio. Posteriormente, en las Figura 5 y 6 se muestran las distribuciones de carga muerta y carga viva; además, se graficaron las luces a los ejes del aligerado en metros.

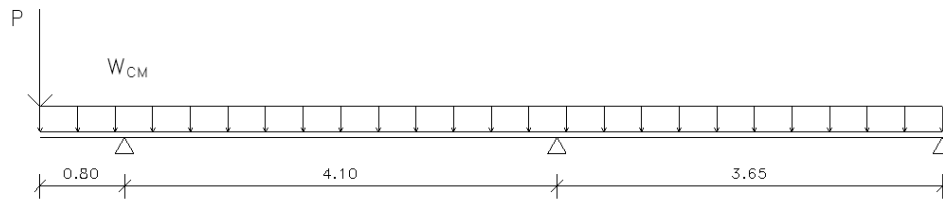


FIGURA 5. Distribución de la Carga Muerta sobre la vigueta seleccionada

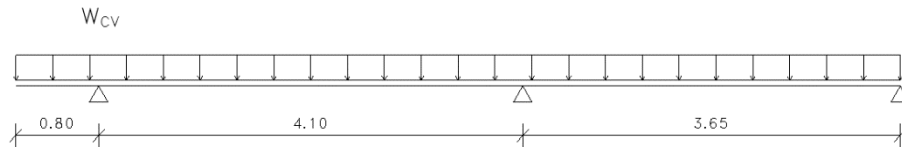


FIGURA 6. Distribución de la Carga Viva sobre la vigueta seleccionada

$$W_{CM} = 0.4 * (0.30 + 0.10) = 0.16 \text{ tn/m}$$

$$W_{CV} = 0.4 * (0.20) = 0.08 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$P = 1.85 * (0.15 * 0.4 * 2.5) = 0.228 \text{ tn}$$

(2.5 metros de altura de piso a techo)

Una vez determinada las cargas que están efectuadas sobre la vigueta, se debe definir las combinaciones de carga que las amplifican para dotar una sobre resistencia al elemento de acuerdo al método de diseño por rotura. Estas son 1.4 y 1.7 para cargas muertas y vivas que representan la incertidumbre de las cargas que pueden llegar a existir sobre la estructura (Harmsen, 2017).

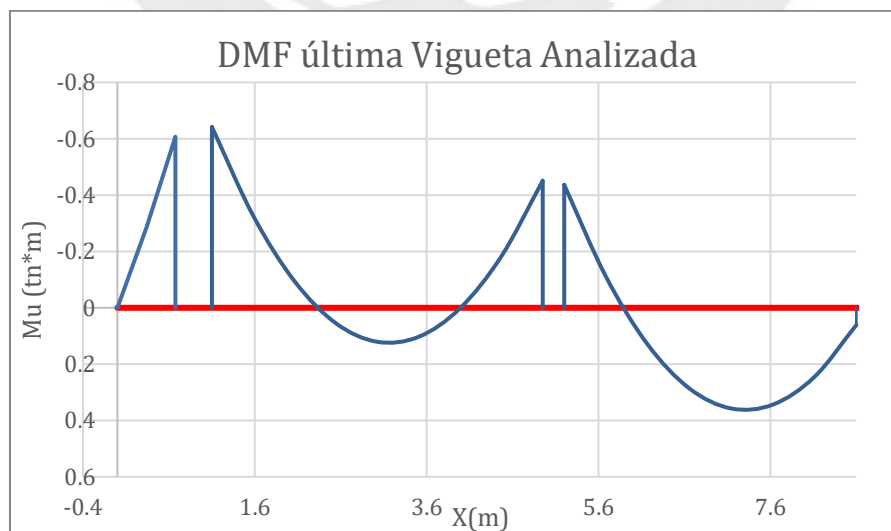


FIGURA 7. Diagrama de Momentos Flectores de la Vigueta Analizada  
Tomado de: Elaboración Propia

Estos datos fueron ingresados a ETABS dónde se creó el modelo independiente de la vigueta. Una vez ejecutado el análisis se pudo obtener el siguiente diagrama de momento flector (ver Figura 7) y el diagrama de fuerza cortante (ver Figura 8). Es importante mencionar que se procura obtener los momentos a la cara de las vigas y la fuerza cortante a “d” =17 cm de la cara de las mismas vigas.

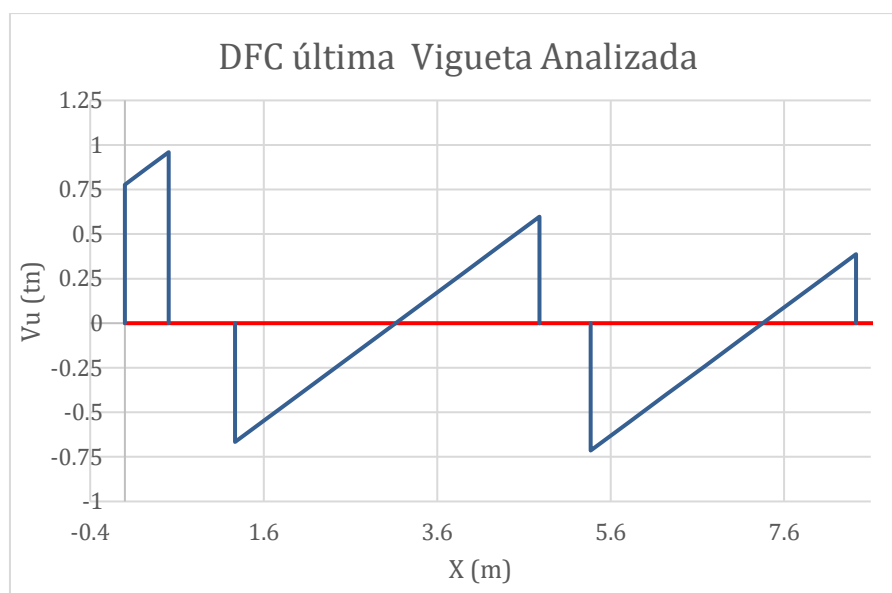


FIGURA 8. Diagrama de Fuerzas Cortantes de la Vigueta Analizada  
Tomado de: Elaboración Propia

Para poder continuar con los cálculos de diseño en los capítulos posteriores se armaron las Tabla 6 de momentos en 3 secciones de cada tramo de la vigueta y la Tabla 7 de fuerzas cortantes en dos secciones de los tramos de la vigueta.

TABLA 6. Momentos últimos en las secciones principales de la vigueta 1

Mu (tn*m)	S1	S2	S3
Vigueta 1.1	-	-	-0.607
Vigueta 1.2	-0.642	0.121	-0.451
Vigueta 1.3	-0.436	0.357	-

Tomado de: Elaboración Propia

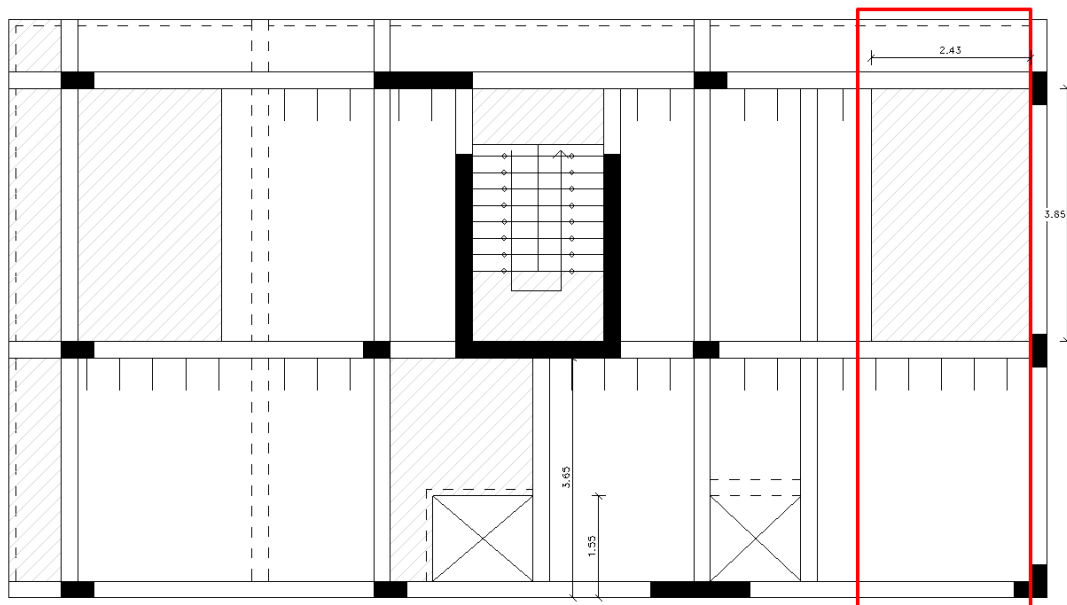
TABLA 7. Cortantes últimas en las secciones principales de la vigueta 1

Vu (tn)	S1	S3
Vigueta 1.1	0.778	0.960
Vigueta 1.2	-0.666	0.598
Vigueta 1.3	-0.714	0.387

Tomado de: Elaboración Propia

Es importante destacar que dado que  $\frac{w_{cm}}{w_{cv}} = \frac{0.160}{0.080} = 2$ , es un indicio de que la alternancia de carga viva no es tan significativa, pues la carga viva para edificaciones de viviendas es bajas en comparación a la carga muerta (Ottazzi Pasino, 2011).

### 4.3 Análisis de Losas Macizas

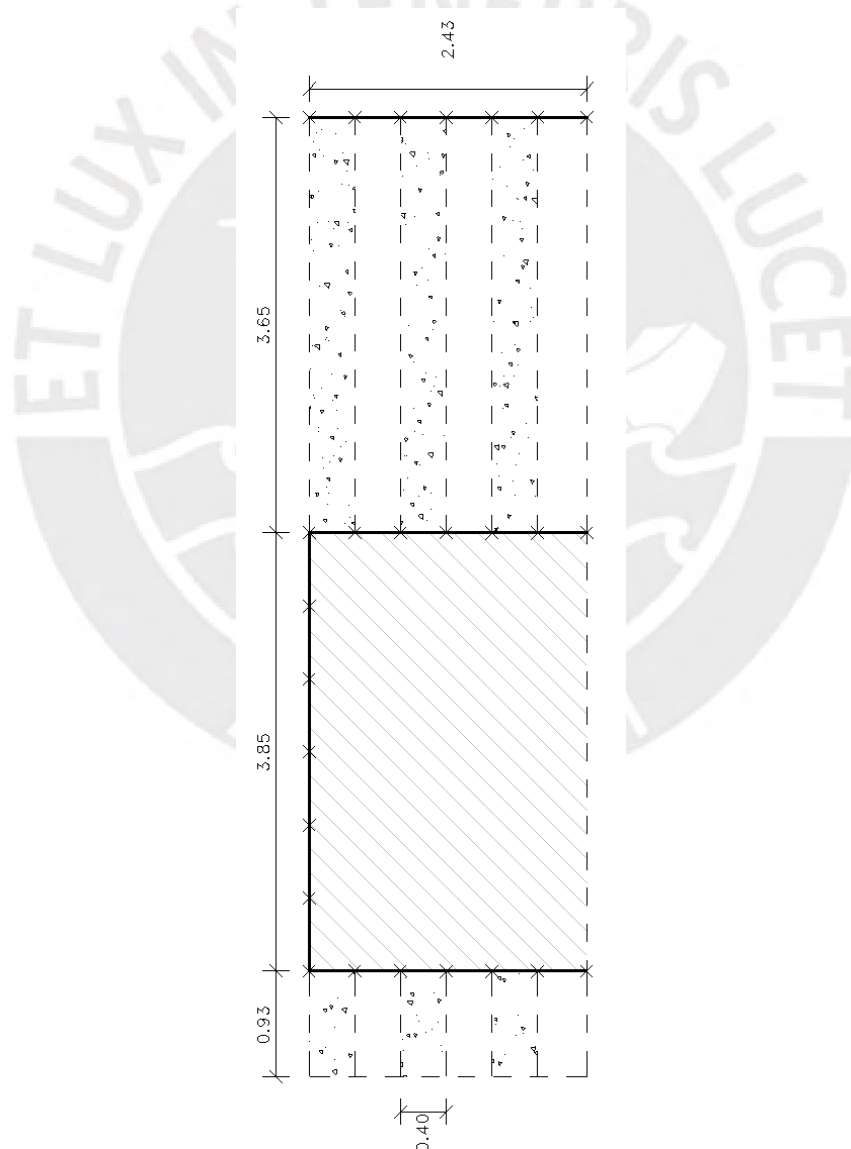


*FIGURA 9.* Ubicación del paño de losa maciza a diseñar  
Tomado de: Elaboración Propia

En esta sección, abordaremos el análisis de las losas macizas, un elemento diseñado específicamente para soportar las cargas de gravedad. Como se mencionó en el capítulo 3 durante el predimensionamiento, las losas macizas en este proyecto tienen un espesor de 20 cm, lo que facilita el proceso de encofrado del techo. Por lo general, las losas macizas transmiten sus cargas en dos direcciones cuando la relación entre su longitud y ancho es menor que 2, como es el caso aquí, con una relación L/B de 1.58. Además, estas losas están conectadas verticalmente mediante viguetas, lo que implica una interacción entre la losa maciza y el sistema aligerado, ya que el acero superior se extiende hacia el elemento opuesto. Según los principios del concreto armado, cuando el acero de refuerzo está confinado durante al menos la longitud teórica necesaria para resistir la tracción, la sección de concreto puede desarrollar resistencia al momento (Morales Morales, 2013). Por lo tanto, para comprender mejor este

escenario particular, se optó por utilizar un modelo matemático basado en elementos finitos (como se muestra en la Figura 10) para obtener una representación precisa de lo que ocurre en estos casos especiales (Ottazzi Pasino, 2011).

En la Figura 10 se puede apreciar los detalles del modelo matemático de la losa maciza con las viguetas que están conectadas a ella. En la figura los tramos perimetrales con líneas punteadas representan las porciones de losa sin restricciones, mientras que los tramos con líneas menos tenues representan apoyos fijos que a su vez son la idealización de las vigas en las que este paño de losa está apoyado.



*FIGURA 10.* Modelo Matemático del paño de losa maciza  
Tomado de: Elaboración Propia

Cargas en los aligerados:

$$W_{CM} = 0.16 \frac{tn}{m} \quad W_{CV} = 0.08 \frac{tn}{m}$$

En el caso de la losa maciza, se colocará como carga muerta al peso propio de la losa más el peso que corresponde a 5 centímetros de piso terminado. Asimismo, también se cargará el paño bidireccional con la respectiva sobrecarga para viviendas. Finalmente, se conoce que existe un tabique que esta en este paño que va de piso a fondo de techo, cuyo peso también será considerado sobre el modelo de elementos finitos.

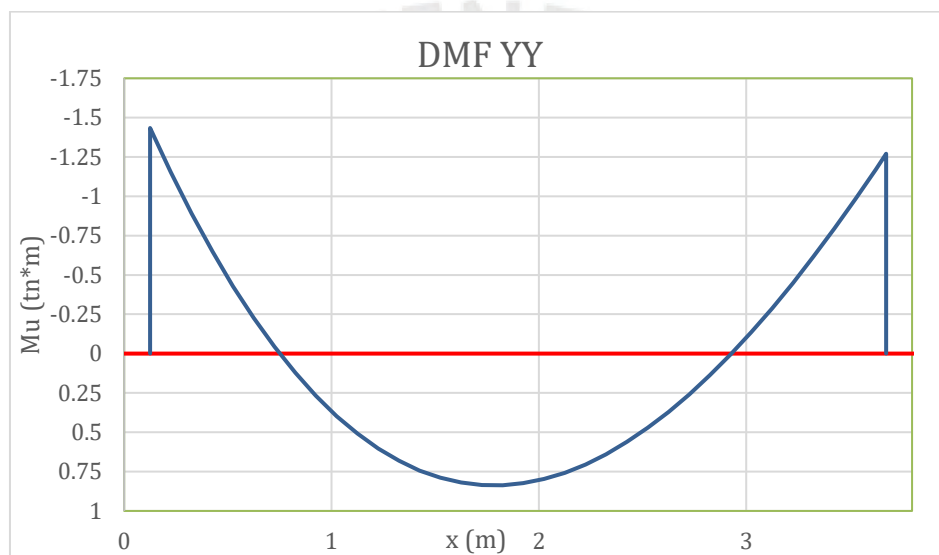


FIGURA 11. Diagrama de Momentos Flectores en la dirección YY de la losa maciza a analizar  
Tomado de: Elaboración Propia

$$W_{CM} = 2.4 * 0.2 + 0.1 = 0.58 \frac{tn}{m^2} \quad W_{CV} = 0.2 \frac{tn}{m^2}$$

$$W_{tabique} = 0.15 * 2.5 * 1.850 = 0.694 \frac{tn}{m}$$

Finalmente, se extraen los diagramas de momento flector de la franja más esforzada de la losa tanto para la dirección XX como para la dirección YY y estas serán resumidas en la Tabla 8.

TABLA 8. Momentos últimos en la losa maciza en las direcciones XX e YY

Mu (tn*m/m)	S1	S2	S3
Dirección YY	-1.414	0.815	-1.444
Dirección XX	-	0.381	-

Tomado de: Elaboración Propia

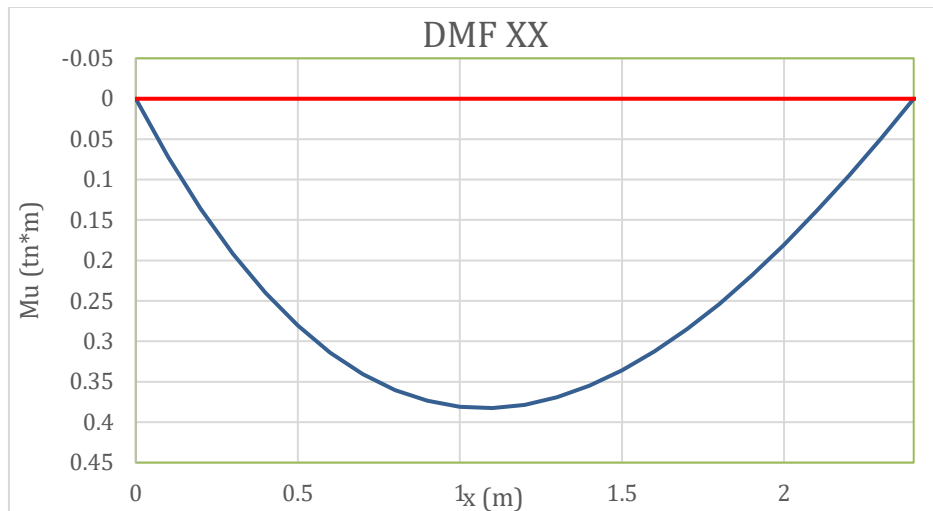


FIGURA 12. Diagrama de Momentos Flectores en la dirección XX de la losa maciza a analizar  
Tomado de: Elaboración Propia

De esta manera, se puede obtener del modelo los demás diagramas de momentos y fuerzas cortantes en distintas posiciones tal como se muestra en la Figura 12.

#### 4.4 Análisis de Vigas

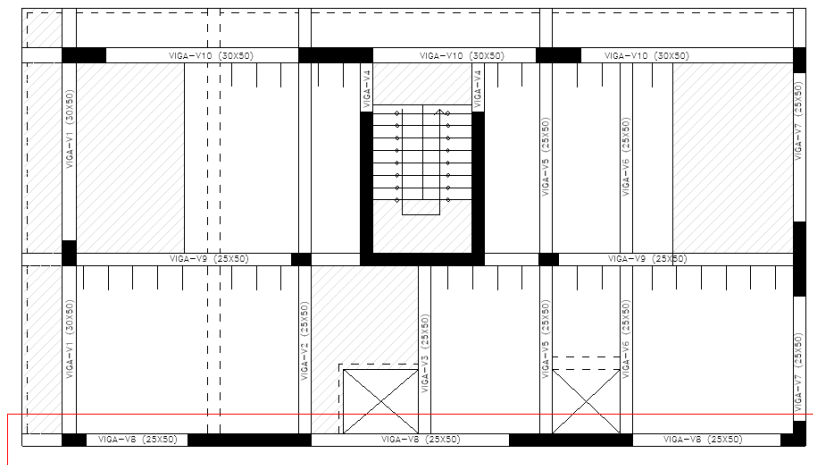


FIGURA 13. Ubicación de la Viga N° 8  
Tomado de: Elaboración Propia

El análisis de las vigas debido a cargas de gravedad sigue un enfoque similar al empleado para las losas aligeradas, ya que ambas se diseñan principalmente considerando la flexión. Sin embargo, las vigas tienen un área tributaria más amplia. Para este análisis, es esencial determinar las cargas actuantes en cada viga, lo que implica realizar un metrado de las cargas dentro del ancho tributario de cada una. Este ancho tributario es donde se concentra el peso de la losa y lo que esté sobre ella, soportado por la viga. El modelo de las vigas se simplifica

utilizando la Norma E.060, lo que permite empotrar los extremos de las columnas, evitando analizar todo el edificio en detalle. Se supone que las viguetas están apoyadas de forma isostática sobre las vigas, simplificando el metrado de cargas basado en áreas tributarias convencionales.

Como se mencionó, se procederá a metrar las cargas que posee considerando que los aligerados y macizas generan cargas distribuidas y que las vigas que están conectadas a la viga principal generan cargas puntuales. Este procedimiento al ser similar al realizado para las losas aligeradas, será omitido con el fin de evitar la innecesaria extensión del documento. Tan solo se mostrarán los resultados de las cargas finales sobre las vigas.

$$w_{dead-1} = 1.59 \frac{tn}{m}$$

$$w_{dead-2} = 1.90 \frac{tn}{m}$$

$$P_1 = P_{viga} + P_{tabique} + P_{losa maciza} = 1.86 tn$$

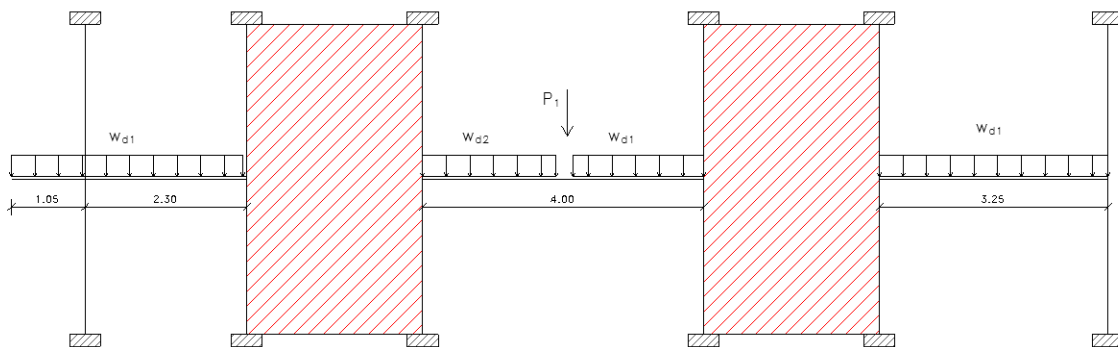


FIGURA 14. Modelo Matemático con carga muerta de la Viga N°8  
Tomado de: Elaboración Propia

Ahora, de manera análoga se determinará la distribución de cargas vigas sobre la viga, pero se tendrá la consideración que la carga viga que soportan las vigas que llegan a la viga N°8 no son significativos para los cálculos. Además, se está considerando el supuesto de que no existe abertura en la losa maciza para realizar el diseño pues se pretende que el factor de seguridad sea elevado al realizar esta simplificación.

Carga Viva:

$$w_{cv} = (S/c) * \frac{Ln_{losa}}{2} \rightarrow 0.2 * \frac{3.7}{2} = 0.37 \frac{tn}{m}$$

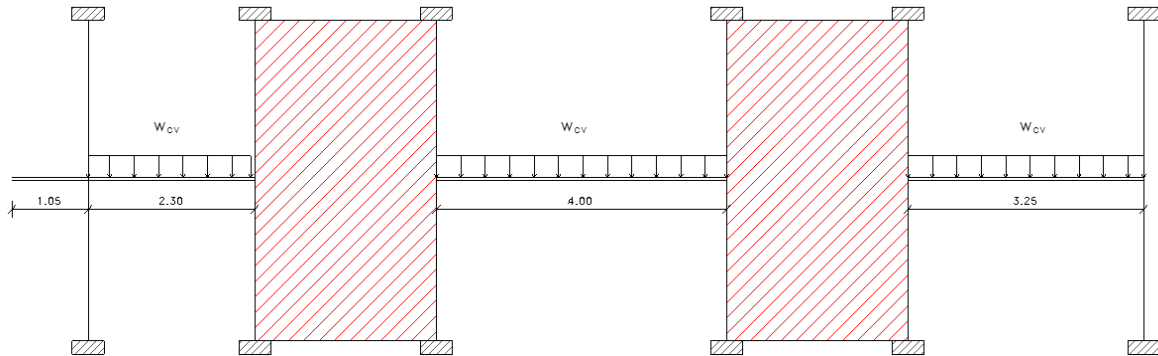


FIGURA 15. Modelo Matemático con carga viva de la viga N°8  
Tomado de: Elaboración Propia

Se extraen, los diagramas para los casos de carga muerta y viva del modelo matemático creado especialmente para esta viga. Es importante mencionar que el diagrama de momentos está acotado desde las caras de las columnas y placas, y en el caso de fuerza cortante a “d” metros de la cara de los elementos. Finalmente, se muestra en la Figura 16 el diagrama de momentos flectores debido a carga muerta, los demás diagramas serán guardados internamente.

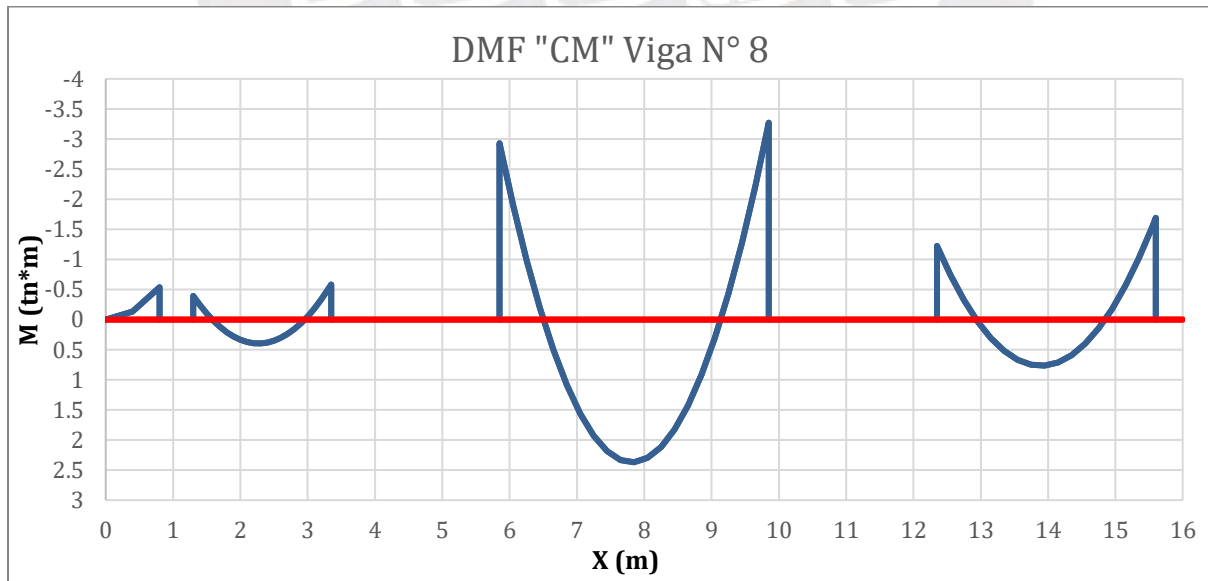


FIGURA 16. Diagrama de Momentos Flectores de la Viga N°8  
Tomado de: Elaboración Propia

TABLA 9. Diagrama de Momentos flectores debido a carga muerta de la Viga N° 8

M (tn*m)	S1	S2	S3
----------	----	----	----

Viga 8.1	-	-	-0.538
Viga 8.2	-0.394	0.378	-0.583
Viga 8.3	-2.932	2.203	-3.272
Viga 8.4	-1.223	0.764	-0.904

Tomado de: Elaboración Propia

De manera similar se realizan los diagramas de momento flector para carga viva y fuerza cortante para ambos casos de carga. Estos no se muestran, pero se guardan internamente para el próximo diseño.

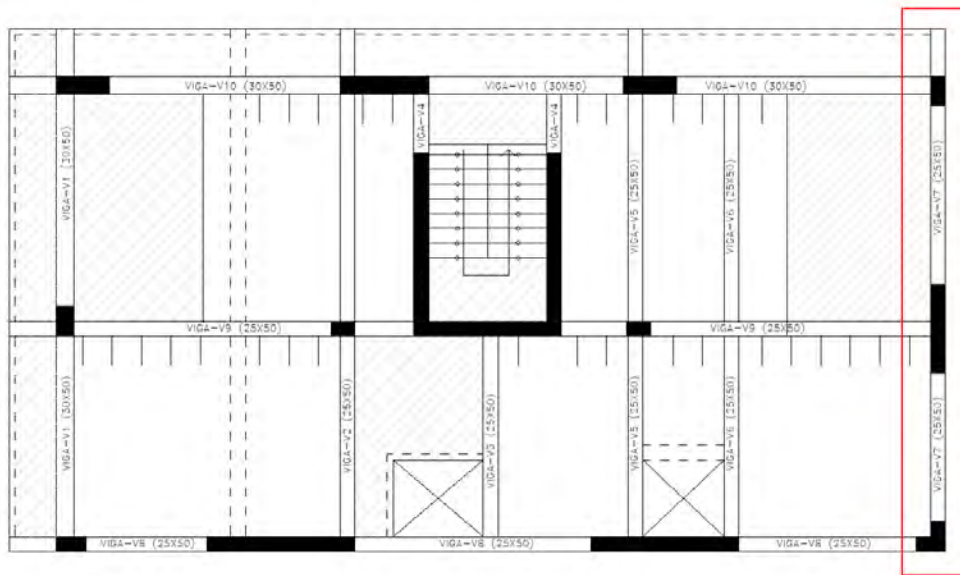


FIGURA 17. Ubicación de la Viga N°7  
Tomado de: Elaboración Propia

Posteriormente, se realiza el mismo procedimiento para la viga N° 7 (Ver Figura 17). Para esta viga, se ahorrará cierto procedimiento y se señalarán directamente los resultados. Se realiza el modelo matemático mostrado en la Figura 18 teniendo las mismas consideraciones del caso anterior y teniendo como novedad la carga triangular repartida sobre el segundo tramo de la viga.

$$w_{dead-1} = 0.911 \frac{tn}{m}$$

$$w_{dead-2} = 1.114 \frac{tn}{m}$$

$$P_{tab} = 0.714 tn$$

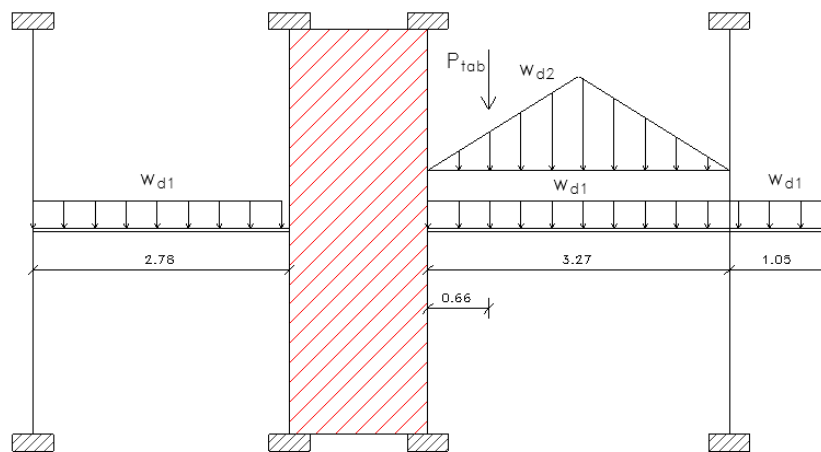


FIGURA 18. Modelo Matemático con carga muerta de la Viga N° 7  
Tomado de: Elaboración Propia

Esta viga, que solo tiene una porción triangular de área tributaria, le corresponde solo una carga viva distribuida correspondiente a dicha área. Esta carga que se puede apreciar en la Figura 18 se ha hallado de la siguiente manera:

$$w_{cv} = (S/c) * Ln_{tributaria} \rightarrow 0.2 * 1.92 = 0.384 \frac{tn}{m}$$

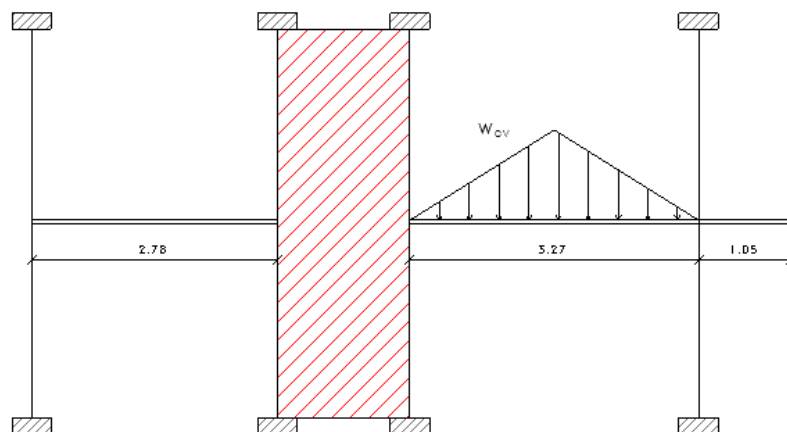


FIGURA 19. Modelo Matemático con carga viva de la Viga N° 7  
Tomado de: Elaboración Propia

Para finalizar, del mismo modo que la viga anterior, se crea un modelo ETABS con los datos que se han expuesto anteriormente y se pueden obtener los diagramas de momento flector y fuerza cortante. En los diagramas de momento flector se ha determinado el momento a la cara

de los elementos y en los diagramas de fuerza cortante se determinó a una distancia “d” de la cara de los elementos.

#### 4.5 Análisis de Columnas

Siguiendo con los análisis de los elementos estructurales; se procederá a realizar el análisis de la columna que se muestra en la Figura 20, esta es una de las dos columnas interiores y, por ende, es una de las más cargadas. En el análisis de los elementos verticales, se realizará de igual manera que en las vigas, suponiendo que cada columna carga una respectiva zona tributaria y que cada una de estas es cargada por la columna. En el metrado de las cargas, ahora se tiene el peso propio de las columnas, el peso de las vigas, losas, piso terminado y tabiques que se encuentren en el área tributaria. En el caso de la columna de estudio, está tiene 12.52 metros cuadrados.

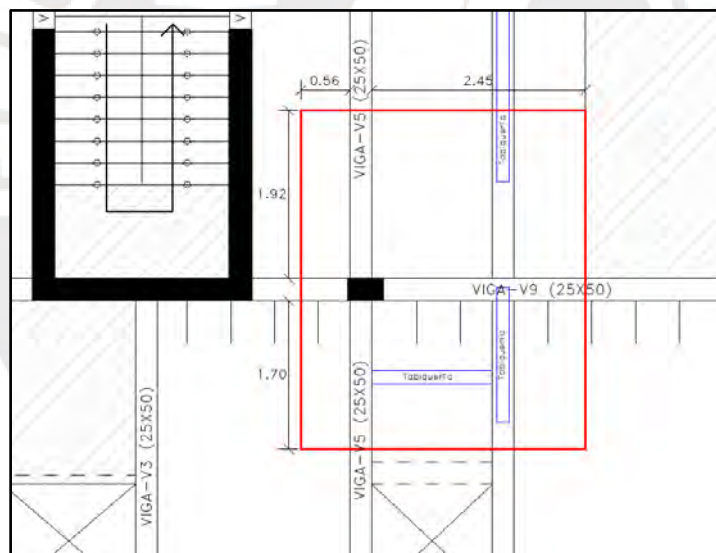


FIGURA 20. Ubicación de la Columna Central a diseñar  
Tomado de: Elaboración Propia

A continuación, se muestra el metrado de las cargas de un piso típico:

Cargas Muertas:

$$P_{pp} = \gamma_c * sección * h \rightarrow P_{pp} = 2.4 * (0.4 * .25) * 2.7 = 0.648 \text{ tn}$$

$$P_{vigas} = \gamma_c * sección * L_{vigas} \rightarrow P_{vigas} = 2.4 * (0.5 * .25) * (1.7 + 1.92 + 0.56 + 2.45) \\ = 3.075 \text{ tn}$$

$$P_{alig} = w_{alig} * \text{área} \rightarrow P_{alig} = 0.3 * (1.075 + .952 + 4.704 + 4.165) = 3.269 \text{ tn}$$

$$P_{tab-1} = \gamma_{tab} * e * L * h1 \rightarrow P_{tab} = 1.85 * 0.15 * 1.68 * (2.5) = 1.166 \text{ tn}$$

$$P_{tab-2} = \gamma_{tab} * e * L * h2 \rightarrow P_{tab} = 1.85 * 0.15 * (1.55 + 0.82) * (2.2) = 1.447 \text{ tn}$$

$$P_{tab} = P_{tab-1} + P_{tab-2} = 2.612 \text{ tn}$$

$$P_{PT} = \text{area tributaria} * w = 12.52 * 0.1 = 1.252 \text{ tn}$$

$$P_{\text{piso típico}} = P_{pp} + P_{vigas} + P_{alig} + P_{tab} + P_{PT} = 10.856 \text{ tn}$$

Ahora se realizará el metrado de la carga viva. Además, se realizará también la reducción de la carga viva conforme el área de influencia vaya aumentando en los niveles inferiores. Esta reducción se hace de acuerdo a lo que a lo que manda la norma E.020.

$$L_{reducida} = L_{Total} * \left( 0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right); A_i = A_t * k$$

El “k” de la ecuación anterior está dada por el valor de 2 en caso de columnas. Además, se tuvo en cuenta que la carga viga reducida sea siempre mayor al 50% de la carga viva sin reducir.

Carga Viva:

$$P_{CV} = S/c * \text{Área tributaria}$$

$$P_{CV-\text{piso típico}} = 0.2 * 12.52 = 2.503 \text{ tn}$$

$$P_{CV-\text{Axotea}} = 0.1 * 12.52 = 1.252 \text{ tn}$$

En la Tabla 10 se muestra el resumen del cálculo de la carga viva reducida para cada nivel.

TABLA 10. Reducción de carga viva por techo de la columna central

	At (m2)	Ai (m2)	Pcv (tn)	Pcv r (tn)
Techo5	12.52	25.04	1.252	1.252
Techo4	25.04	50.07	3.755	3.380
Techo3	37.55	75.10	6.258	4.886
Techo2	50.07	100.14	8.761	6.218
Techo1	62.58	125.17	11.265	7.448

Tomado de: Elaboración Propia

Finalmente, se tiene el recuento de cargas por nivel Tabla 11 de la columna en análisis y junto a ello se muestra el diagrama de fuerzas normales Figura 21.

TABLA 11. Cargas normales debido a carga muerta y carga viva reducida por techo de la columna central

	Pcm (tn)	Pcv r (tn)
Techo5	8.243	1.252
Techo4	19.099	3.380
Techo3	29.955	4.886
Techo2	40.811	6.218
Techo1	51.955	7.448

Tomado de: Elaboración Propia

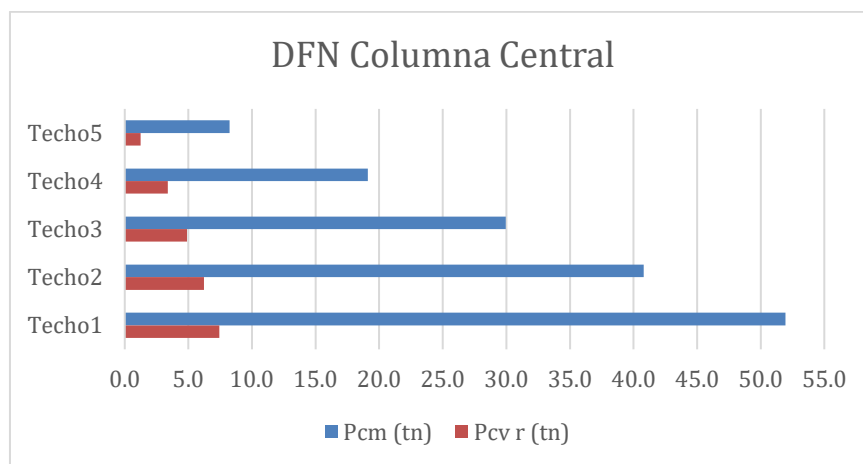


FIGURA 21. Diagrama de Fuerzas Normales para la columna central

Tomado de: Elaboración Propia

Adicionalmente, se extrae de ETABS, los diferentes momentos flectores debido a la carga muerta y viva tanto en la base de las columnas como en la parte superior de las mismas. Esto es necesario, ya que las columnas son diseñadas, no solo por fuerza axial, sino a la combinación de esta acción junto con el momento flector.

TABLA 12. Momentos flectores debido a cargas gravitacionales extraídos del modelo tridimensional de la columna central

	Dx (tn*m)	Lx (tn*m)	Dy (tn*m)	Ly (tn*m)
Techo5	-1.943	-0.390	-0.328	-0.046
Techo5	1.693	0.329	0.320	0.044
Techo4	-2.232	-0.460	-0.314	-0.042
Techo4	2.259	0.468	0.318	0.042
Techo3	-2.166	-0.440	-0.275	-0.037
Techo3	2.178	0.444	0.280	0.038
Techo2	-2.397	-0.481	-0.238	-0.034
Techo2	2.268	0.457	0.238	0.033
Techo1	-0.861	-0.172	-0.076	-0.011
Techo1	1.489	0.298	0.117	0.019

Tomado de: Elaboración Propia

De la Tabla 12 se puede desprender que los momentos por cargas de gravedad son considerablemente pequeñas y se podría llegar a despreciar. Sin embargo, esto se decidirá cuando se cuente con los momentos debido a sismo y se comparé su magnitud e influencia en el diseño. Posteriormente, se realizará de igual modo el análisis de una de las columnas esquineras. Esta es la que se puede observar en la Figura 22. Sin embargo, el análisis de esta columna será simplificada por efectos prácticos y para evitar la innecesaria extensión del documento.

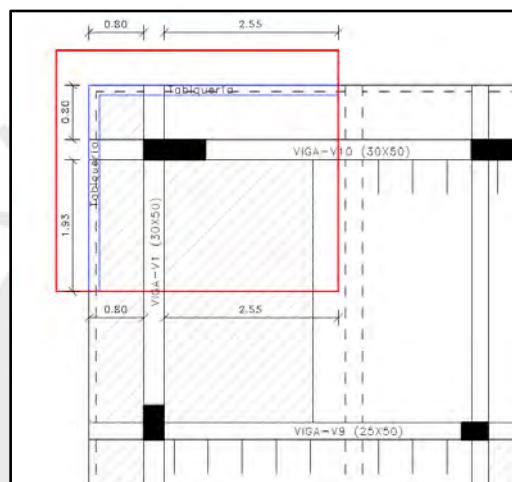


FIGURA 22. Ubicación de la Columna Esquinera a diseñar  
Tomado de: Elaboración Propia

Finalmente, realizando el mismo procedimiento de metrado mediante las áreas tributarias, se puede determinar el diagrama de fuerzas normales (Ver Figura 23).

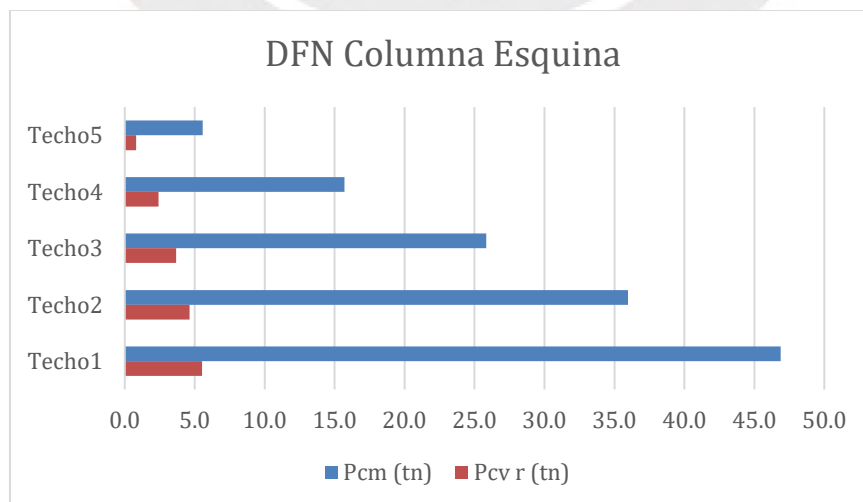


FIGURA 23. Diagrama de Fuerzas Normales para la columna esquinera  
Tomado de: Elaboración Propia

#### 4.6 Análisis de Placas

Prosiguiendo con el análisis por gravedad de los elementos estructurales se analizará la placa N°2 (ver Figura 24). En este caso, ya que se tratan de muros esbeltos, el análisis y el diseño es como en el de las columnas. Los muros se pueden considerar esbeltos cuando la relación entre su altura y su longitud en planta es mayor a 2. La placa a estudiar es un caso especial ya que tiene una forma en planta de “C” por lo que para determinar su esbeltez en ambos ejes. La altura del muro es 14.7, mientras que las longitudes en ambas direcciones son de 5.95 y 2.25; por lo tanto, la esbeltez es de 2.47 y 6.53. Entonces, se concluye que se posee un muro esbelto, por lo que, por lo ya mencionado, el análisis se realizará como si fuese una columna.

Para el metrado de cargas verticales se realizará mediante áreas tributarias como en el caso de las columnas y las dimensiones de esta área se muestra en la Figura 24. En este caso, la principal carga es la de la escalera; además, también se contabilizará los tabiques presentes en el área tributaria de 15.01 metros cuadrados.

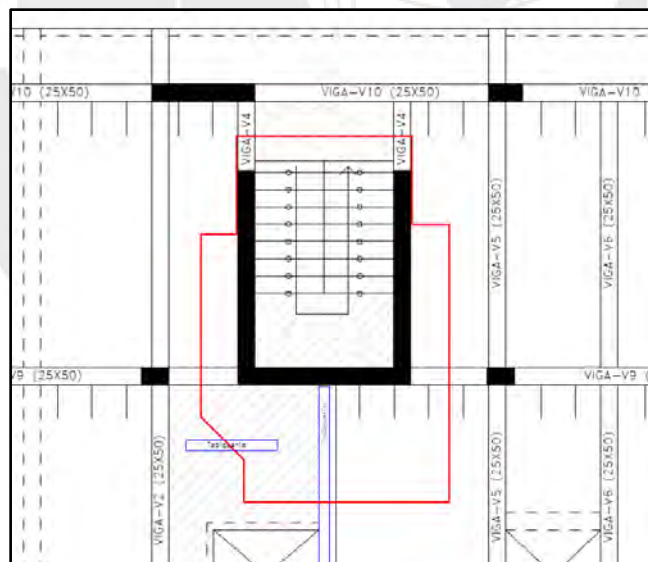


FIGURA 24. Ubicación de la Placa N° 2  
Tomado de: Elaboración Propia

Cargas Muertas:

$$P_{\text{piso típico}} = 23.178 \text{ tn}$$

El metrado de las cargas se realizó de manera análoga al que se realizó para las columnas. posteriormente, se obtiene la siguiente Tabla 13 en la que se muestra el procedimiento que se realizó para reducir la carga viva de la placa, se tuvo en consideración que no se permite reducir más del 50% de la carga viva.

Cargas Vivas:

$$P_{CV} = S/C * \text{Área tributaria}$$

$$P_{CV-piso\ típico} = 0.2 * 15.01 = 3.00\ tn$$

$$P_{CV-Axotea} = 0.1 * 15.01 = 1.50\ tn$$

TABLA 13. Reducción de carga viva por techo de la Placa central

	At (m2)	Ai (m2)	Pcv (tn)	Pcv r (tn)
Techo5	15.01	30.02	1.501	1.501
Techo4	30.02	60.04	4.503	3.799
Techo3	45.03	90.07	7.506	5.514
Techo2	60.04	120.09	10.508	7.038
Techo1	75.06	150.11	13.510	8.450

Tomado de: Elaboración Propia

Una vez reducidas las cargas vivas se obtiene la Tabla 14 en la que se muestra las cargas axiales que soporta la placa debido a la carga muerta y viva reducida.

TABLA 14. Cargas normales debido a carga muerta y carga viva reducida por techo de la Placa central

	Pcm (tn)	Pcv r (tn)
Techo5	21.667	1.501
Techo4	44.844	3.799
Techo3	68.022	5.514
Techo2	91.200	7.038
Techo1	120.421	8.450

Tomado de: Elaboración Propia

De esta manera se puede obtener el diagrama de fuerza normal para la placa central para cargas muertas y vivas reducidas tal como se muestra en la Figura 25.

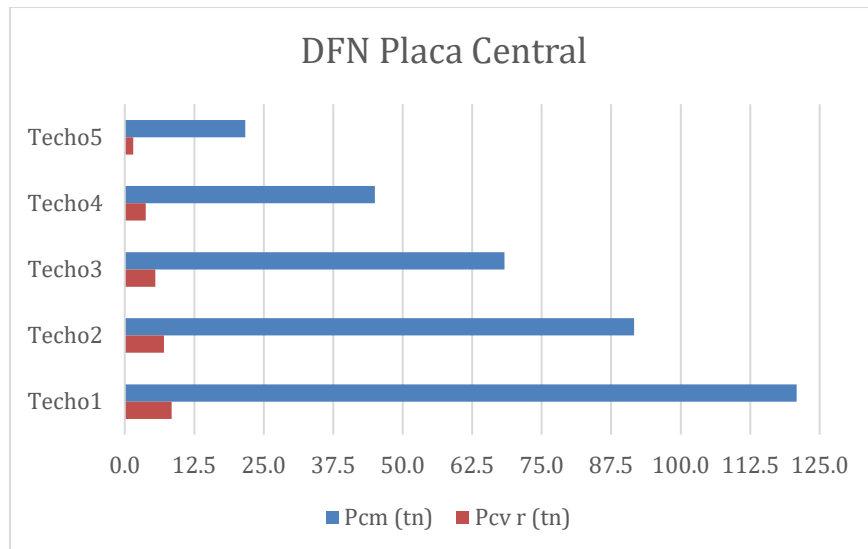


FIGURA 25. Diagrama de Fuerzas Normales para la Placa central  
Tomado de: Elaboración Propia

Continuando con el capítulo, se realizará de manera similar el metrado de cargas para la placa que se muestra en la Figura 26. Esta placa tiene una longitud de 2.5 metros, considerando que la altura del muro es de 14.7 metros, se conoce que la relación entre alto y longitud es de 5.88, por lo que se concluye que este muro es esbelto. Teniendo en cuenta que el muro es esbelto, el metrado y análisis se realizará de manera análoga al procedimiento pertinente a columnas.

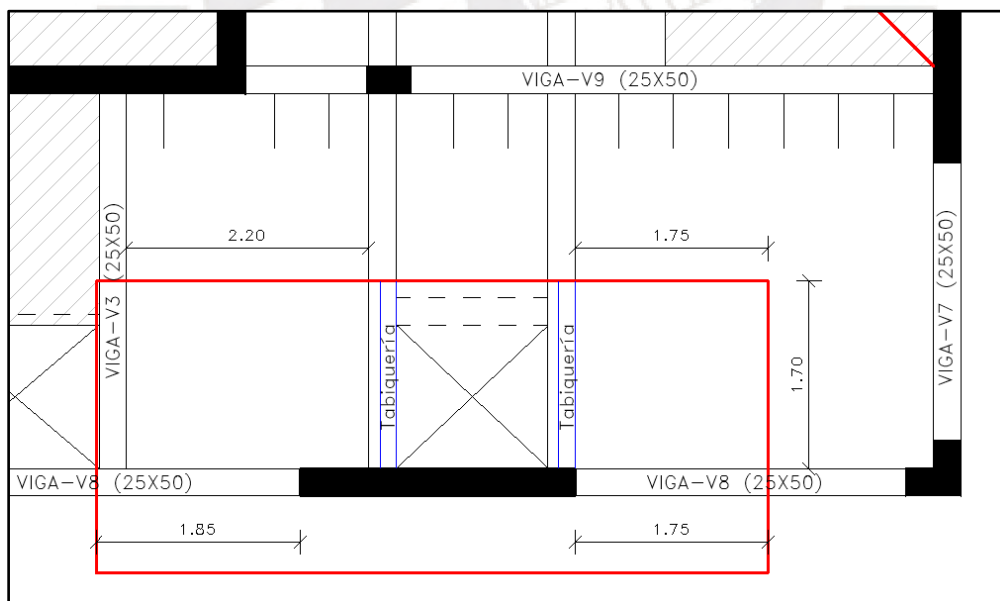


FIGURA 26. Ubicación de la Placa Lateral a diseñar  
Tomado de: Elaboración Propia

Una vez realizado el metrado de las cargas para la placa lateral, se acumula las cargas por techo tanto para carga muerta como para carga viva Figura 27, teniendo en cuenta que se puede reducir la carga viva.

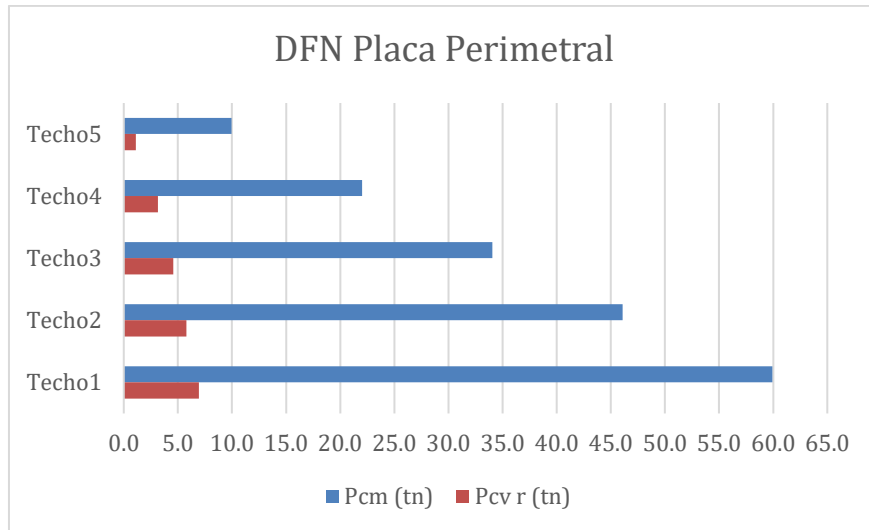


FIGURA 27. Diagrama de Fuerzas Normales para la Placa Lateral  
Tomado de: Elaboración Propia

## Capítulo 5: Análisis Sísmico

En este capítulo se analizará la influencia del sismo en los elementos estructurales y cómo estos influyen en la reacción de la estructura. Por ello, se verificará si la estructuración proporcionada es la adecuada para un correcto desempeño de la estructura. Adicionalmente, se verificará si la dimensión de las placas proporcionada es la adecuada para soportar las cortantes demandantes del sismo.

### 5.1 Parámetros Sísmicos

Para empezar con el análisis, es importante determinar los parámetros sísmicos que rigen sobre la estructura los cuales dependen del uso de la edificación, de la ubicación, del tipo de suelo en el que se está construyendo y del periodo de la estructura. Este último no es un factor externo, ya que este depende de la estructuración y de cuán rígida se haya concebido esta.

#### 5.1.1 Factor de zona (Z).

Se ha determinado que  $Z=0.35$  dado que, de acuerdo al mapa sísmico, la provincia de Huaraz se encuentra en la Zona 3.

#### 5.1.2 Factor de uso (U).

La categoría de la edificación es “C” categoría para edificaciones comunes, ya que el edificio está destinado a ser una vivienda multifamiliar. Por ende,  $U= 1$ .

#### 5.1.3 Parámetros de sitio (S, $T_p$ , $T_l$ ).

Teniendo en cuenta que el edificio se encuentra en la Zona 3 y que el tipo de suelo encontrado en la zona corresponde a un S1, suelo muy compacto, se puede determinar que el valor de S es de 1. Una vez determinado el tipo de suelo y la zona se pueden determinar los valores de  $T_p$  y  $T_l$  los cuales son 0.4 y 2.5 segundos respectivamente.

### 5.1.4 Factor de amplificación sísmica (C).

Considerando que la edificación se encuentra sobre un suelo tipo S1 con un valor de  $T_p=0.4$  y un valor de  $T_l=2.5$  se puede determinar con las ecuaciones (a), (b) y (c) el espectro del factor de amplificación dinámica.

$$\text{Si } T < T_p, C = 2.5 \dots \text{(a)}$$

$$\text{Si } T_l < T < T_p, C = 2.5 * \frac{T_p}{T} \dots \text{(b)}$$

$$\text{Si } T > T_l, C = 2.5 * \frac{T_p * T_l}{T} \dots \text{(c)}$$

### 5.1.5 Factor de reducción sísmica (R).

La norma determina un valor de reducción sísmica para cada tipo de sistema estructural. Sin embargo, todavía no es posible determinar con exactitud cuál es el tipo de sistema que posee la estructuración inicial. Por ello, a priori se asumirá que se tiene un sistema de muros para los dos ejes de análisis, suposición que se pasará a verificar posteriormente. Entonces, considerando un sistema de muros el factor  $R=6$ . Adicionalmente, dadas las características simétricas, tanto de la estructuración en planta como de la elevación del edificio, se asume en primera instancia que las irregularidades que no fueron posibles de determinar sin un análisis previo son de 1. Por lo tanto, para un primer análisis, se considera que la estructura es completamente regular y continuando con el capítulo se verificará si esta suposición fue correcta.

## 5.2 Determinación de factores de escalamiento

Es necesario determinar los factores de escalamiento correspondientes al análisis modal espectral, ya que con ellos podremos determinar las fuerzas correspondientes para un caso de sismo y derivas en el ETABS.

En primer lugar, se determina el factor de escalamiento para casos de carga de sismos. Este factor es el que, asociado con el espectro de amplificación dinámica, resultaría en el espectro de demanda de la edificación, el cual es necesario para realizar el análisis espectral modal por casos de sismo. Este factor de escalamiento sería el siguiente:

$$f1 = \frac{ZUS(g)}{R} = \frac{0.35 \times 1 \times 1 \times 9.81}{6} = 0.572$$

$$Sa = \left(\frac{ZUS(g)}{R}\right) \times C = f1 \times C$$

Realizando dicha operación se obtiene el siguiente espectro de demanda.

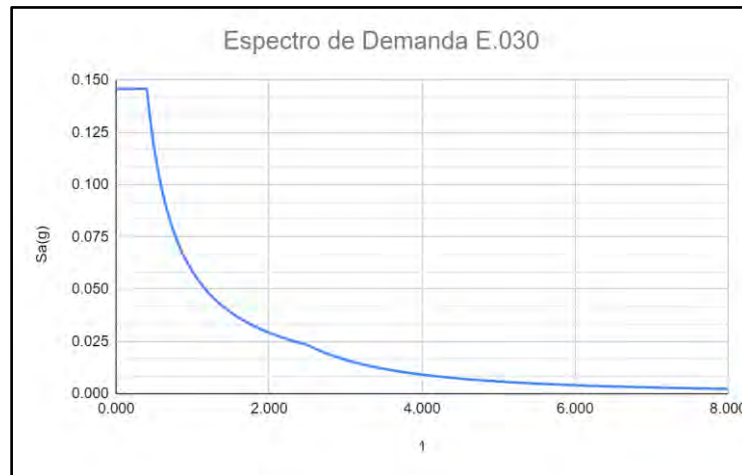


FIGURA 28. Espectro de Amplificación Sísmica E.030  
Tomado de: Elaboración Propia

En segundo lugar, para obtener las derivas y desplazamientos inelásticos, la norma dicta que se debe multiplicar el valor de  $0.85R$  para estructuras irregulares y  $0.75R$  para estructuras regulares. Dado que se asume que no se poseen irregularidades a priori, se tendría que multiplicar el espectro de demanda por  $0.75R$  para obtener un caso de carga correspondiente a la determinación de desplazamientos inelásticos con los cuales se medirán las distorsiones de entrepiso.

$$f2 = f1 \times 0.75R = 2.575$$

$$Da(m) = f2 * C$$

### 5.3 Análisis de Irregularidades

Antes y después del análisis sísmico, es importante verificar si la estructura posee tanto irregularidades en planta como en altura. Esto es importante, dado que de acuerdo a los resultados obtenidos sobre las irregularidades se podrá determinar si la estructura es regular o irregular y dependiendo de ello aumentará o no la fuerza de la cortante de diseño. Para los

resultados mostrados en los siguientes incisos ya existe una primera corrida del programa ETABS, por lo que estos son los resultados finales.

Es de vital importancia mencionar que, durante el proceso de determinación de irregularidades, verificación de dimensiones de placas y determinación de periodo y masas participantes se realizaron cambios a la planta estructural. Los resultados que se muestran a continuación son los resultados finales de la última modificación de la estructura.

### 5.3.1 Irregularidades en Altura (Ia)

- Irregularidad de Rigidez

De acuerdo al análisis realizado, el espectral modal, se ha podido obtener las rigideces de cada entrepiso para cada tipo de excentricidad presentada. De acuerdo a la norma E.030, existe esta irregularidad si la rigidez de un entrepiso específico es menor a 0.7 del entrepiso inmediato superior. Además, también existe irregularidad de piso blando si la rigidez de un entrepiso es menor al 0.8 del promedio de los 3 entrepisos inmediatos superiores.

De acuerdo a lo anteriormente mencionado se pasa a elaborar los análisis de rigideces de entrepiso.

TABLA 15. Rigideces en el sentido XX con excentricidad negativa

Piso	Caso Analizado	Tipo de Caso	$V_x$ (tn)	$\Delta_x$ (m)	$K_x$ (tn/m)	0.7	0.8
Techo 5	DERXX-	RespSpec	80.3	0.0045	17902.4		
Techo 4	DERXX-	RespSpec	176.2	0.0050	35093.1	1.960	
Techo 3	DERXX-	RespSpec	242.0	0.0051	47549.5	1.355	
Techo 2	DERXX-	RespSpec	285.6	0.0048	59655.1	1.255	1.78
Techo 1	DERXX-	RespSpec	309.1	0.0034	91056.9	1.526	1.92

Tomado de: Elaboración Propia

Este mismo procedimiento se realiza para los otros casos de carga de manera análoga y se verifica que en ningún caso se tienen rigideces menores a 0.7 ni 0.8, por lo que se comprueba que no existe irregularidad de rigidez.

- Irregularidad de Resistencia

La norma de diseño sismorresistente comenta que existe esta irregularidad si es que la resistencia de un entrepiso, en cualquiera de las dos direcciones, es menor al 0.8 del entrepiso inmediato superior. Sin embargo, no existe esta irregularidad, ya que los materiales poseen la misma resistencia en todos los entrepisos y la sección transversal de los elementos verticales se mantienen constantes en altura.

- Irregularidad de Masa

Esta irregularidad se presenta si la masa de un entrepiso es mayor a 1.5 veces la masa de los entrepisos aledaños. En ese sentido, podría estar presente esta irregularidad en la azotea en la cual el volado de una de las fachadas no continúa. Sin embargo, la norma afirma que la azotea y los sótanos están absueltos de esta verificación.

TABLA 16. Masas de entrepiso y verificación de irregularidad de masa en pisos inferiores

Piso	Tn	¿<1.5?	¿Cumple?
4	169.7	1.00	Sí
3	169.7	1.00	Sí
2	169.7	0.98	Sí
1	173.7		

Tomado de: Elaboración Propia

TABLA 17. Masas de entrepiso y verificación de irregularidad de masa en pisos superiores

Piso	Tn	¿<1.5?	¿Cumple?
4	169.7	1.00	Sí
3	169.7	1.00	Sí
2	169.7	0.98	Sí
1	173.7		

Tomado de: Elaboración Propia

Finalmente, excluyendo la azotea, se puede verificar tanto para pisos adyacentes superiores como inferiores la relación de masa es menor a 1.5, por lo que, se verifica que no existe irregularidad de masa.

- Irregularidad Geométrica Vertical

La estructura es irregular geométricamente si, para cualquier dirección de análisis, las dimensiones de la estructura sismorresistente son mayor a 1.3 veces la misma dirección en un piso aledaño. Esta irregularidad podría cumplir, ya que en la azotea no está presente uno de los voladizos de la fachada. Sin embargo, los voladizos no pertenecen a la configuración resistente a cargas laterales. Por ello, no existe irregularidad geométrica vertical.

- Irregularidad de Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

La norma de diseño sismo resistente, menciona que existe irregularidad de discontinuidad cuando un elemento que resista más del 0.1 de las cortantes posea un desplazamiento de eje. Sin embargo, para esta edificación, este no es el caso, ya que todas las placas y pórticos poseen están orientados sobre los ejes principales.

### 5.3.2 Irregularidades en planta (Ip)

- Irregularidad Torsional

La norma E.030, menciona que existe irregularidad torsional cuando la deriva máxima hallada es mayor a 1.3 veces el valor de la deriva promedio del entrepiso. Sin embargo, también condiciona dicha mención cuando comenta que no existirá irregularidad torsional si es que las máximas derivas de entrepiso son menores al 50% de las máximas permitidas para los materiales de construcción. En el caso del concreto armado, esta deriva máxima es de 0.007.

TABLA 18. Derivas máximas para todos los casos de derivas y excentricidades

Planta	DERXX+	DERXX-	DERYY+	DERYY-	Menor a 7/1000
5	0.0020	0.0020	0.0011	0.0010	Cumple
4	0.0021	0.0023	0.0013	0.0013	Cumple
3	0.0019	0.0024	0.0014	0.0016	Cumple
2	0.0017	0.0023	0.0014	0.0016	Cumple
1	0.0010	0.0014	0.0008	0.0010	Cumple

Tomado de: Elaboración Propia

Como se puede observar todas las derivas son menores a 0.0035; esto quiere decir que, de acuerdo a la norma E.030, no existe irregularidad torsional.

TABLA 19. Derivas en para la dirección “XX” con excentricidad negativa

Techo	Caso Salida	Max. $\Delta$	Prom. $\Delta$	Ratio
Techo 5	DERXX-	0.002018	0.001661	1.22
Techo 4	DERXX-	0.002251	0.001859	1.21
Techo 3	DERXX-	0.002405	0.001948	1.24
Techo 2	DERXX-	0.002252	0.001773	1.27
Techo 1	DERXX-	0.001351	0.001029	1.31

Tomado de: Elaboración Propia

Si bien, en este caso no se cuenta con irregularidad por torsión, se considera prudente mostrar las ratios de torsión entre las máximas derivas y las promedio. En este caso, solo se cuenta con un caso en el que se supere 1.3 presente cuando se analiza el caso de sismo en “X” con excentricidad negativa, el límite que define si existe irregularidad por torsión, que no cuenta para este caso como se mencionó anteriormente. Verificar estos resultados se considera un índice de simetría de la planta, por lo que, de acuerdo a ello la planta presente, es una bastante simétrica lo cual es bastante conveniente de acuerdo a lo mencionado en el capítulo de estructuración.

- Irregularidad de Esquina Entrante

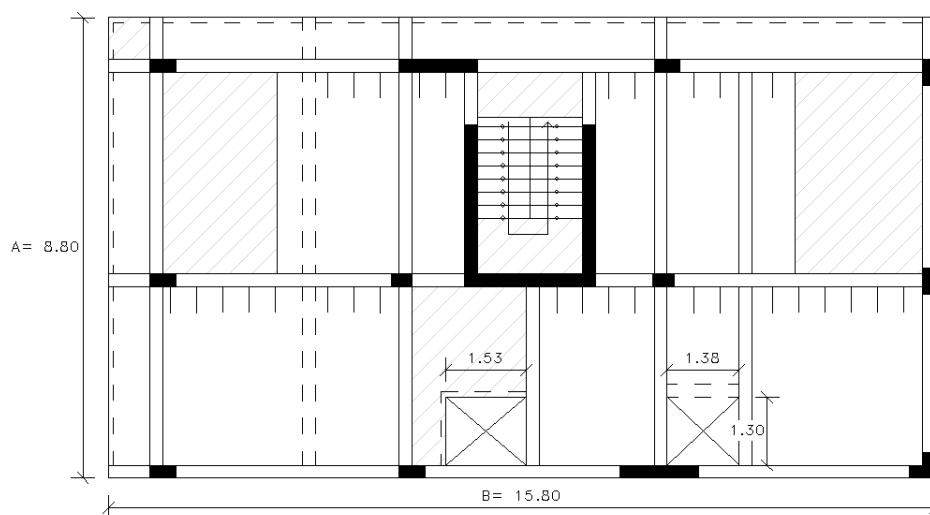


FIGURA 29. Aberturas en el diafragma  
Tomado de: Elaboración Propia

Existe irregularidad de esquina entrante cuando en ambas direcciones de la abertura la dimensión de esta es por lo menos el 20% de la longitud paralela de la planta. En la edificación

a analizar, existen dos aberturas una de 1.38x1.30 m y otra de 1.53x1.3 m tal como se muestra en la Figura 29.

En la dirección YY, la longitud de la abertura sería de 1.38+1.53 lo que da un valor de 2.91 m, mientras que, en la dirección XX, esta sería de tan solo 1.30 m. Por lo tanto, se obtienen los valores de la Tabla 20.

TABLA 20. Determinación de Irregularidad de esquina entrante

Dirección	a/A	b/B	>0.2
YY	-	0.18	No
XX	0.15	-	No

Tomado de: Elaboración Propia

Como se puede notar, tanto en la dirección XX como en YY, las dos razones son menores a 0.2, lo que indica que no existe irregularidad por esquina entrante.

- Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma

Existe esta irregularidad, en primer lugar, cuando existen aberturas inmersas en la planta con un área mayor al 50% del área bruta de la planta. Se conocen las dimensiones en planta del piso típico que se puede observar en la Figura 29.

$$A_{bruta} = 5.8 * 15.8 = 91.64 \text{ m}^2$$

$$A_{abertura} = (1.53 + 1.38) * 1.3 = 3.78 \text{ m}^2$$

$$A_{abertura} = 3.78 \text{ m}^2 \leq 50\% A_{bruta} = 45.82 \text{ m}^2$$

Se puede verificar que el área de la abertura es menor al 50% del área bruta de la planta, por lo que, se verifica que se cumple con este aspecto. En segundo lugar, existe irregularidad por discontinuidad del diafragma cuando el área de la sección transversal de la losa disminuye abruptamente en secciones con aberturas. Para ser específicos, se requiere que la sección disminuida sea menor al 25% de la sección total resistente para que exista irregularidad por discontinuidad de diafragma. Considerando que toda la losa tiene un espesor de 20 centímetros, no es necesario verificar el área, sino basta con las dimensiones en planta. Por lo tanto, si se

obtiene que la longitud del vacío en el diafragma es mayor al 20% de la longitud total de la planta resistente. En este caso se tiene un volado de 80 centímetros, por lo que, a las secciones se les tiene que disminuir 80 centímetros. Entonces las dimensiones de la losa resistente serían 8 y 15 metros.

*TABLA 21.* Determinación de Irregularidad por discontinuidad de diafragma

L Total	L abertura	L efectivo	25%L Total
15.00	2.96	12.04	3.75
8.00	1.30	6.70	2.00

Tomado de: Elaboración Propia

Analizando la Tabla 21, se verifica que no existe este tipo de irregularidad, ya que la longitud efectiva es mayor al 25% de la longitud total.

- Irregularidad de Sistemas no Paralelos

Existe irregularidad de sistemas no paralelos, cuando pórticos o muros que soporten por lo menos 10% de la cortante basal y tengan ejes rotados en planta con un ángulo mayor 30°. Dado que no existen sistemas no paralelos en esta planta, no existe dicha irregularidad.

#### 5.4 Verificación del Sistema Resistente

Una vez realizado el análisis dinámico se pasa a verificar en primer lugar si la suposición inicial de que el edificio es un sistema de muros es correcta. Para ello, se han elaborado las Tablas 22 y 23 con las cortantes correspondientes a la edificación y todas las placas.

*TABLA 22.* Cortantes en la base del edificio

Piso	Caso Analizado	Tipo de Caso	V <sub>X</sub>	V <sub>Y</sub>
Techo 1	SISXX+	RespSpec	88.8	5.1
Techo 1	SISXX-	RespSpec	68.7	36.5
Techo 1	SISYY+	RespSpec	21.3	81.4
Techo 1	SISYY-	RespSpec	24.1	71.8

Tomado de: Elaboración Propia

*TABLA 23.* Cortantes en la base de las placas

Piso	Caso Analizado	Tipo de Caso	V <sub>X</sub>	V <sub>Y</sub>
------	----------------	--------------	----------------	----------------

Techo 1	SISXX+	RespSpec	81.5	4.5
Techo 1	SISXX-	RespSpec	63.0	29.4
Techo 1	SISYY+	RespSpec	19.5	71.7
Techo 1	SISYY-	RespSpec	22.0	62.9

Tomado de: Elaboración Propia

TABLA 24. Ratio de Cortante en Placas

Caso Analizado	Cortante en Placas (tn)	Cortante Basal (tn)	%
SISXX+	81.5	88.8	92%
SISXX-	63.0	68.7	92%
SISYY+	71.7	81.4	88%
SISYY-	62.9	71.8	88%

Tomado de: Elaboración Propia

Finalmente, una vez analizado los ratios de cortante en las placas se puede corroborar que el edificio, tanto en la dirección XX como en YY, es uno de muros, ya que la cortante de las placas supera el 70% en todos los casos. Por lo tanto, la suposición inicial de que el sistema era uno de muros ha sido verificado.

### 5.5 Determinación de los Factores de Participación y Periodos

Si bien se determinó que no existía irregularidad regular de torsión ya que, las derivas de entrepiso eran menores a 3.5 por mil tanto para “X” como para “Y”, hace falta determinar cuáles son los modos fundamentales de vibración de la edificación. Esto indicará cuál es la respuesta a desplazamientos más probable que tendrá la edificación en un sismo. De acuerdo a Chopra en el libro “*Dynamic of Structures*” (Chopra, 2007), lo ideal y recomendable es que por lo menos los dos primeros modos de vibración sean de traslación. Lo que provocaría que el edificio se desplace más lateralmente de lo que gira en su eje vertical.

Conociendo esto se extraen los modos de vibración de la estructura, cuya configuración es bastante simétrica lo que mejoraría su comportamiento ante efectos torsionantes.

TABLA 25. Periodos y masas participantes

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
------	-------------	----	----	----	-------	-------	-------

1	0.527	0.0082	0.0528	0.7739	0.8%	5.3%	77.4%
2	0.305	0.7295	0.022	0.0057	73.8%	7.5%	78.0%
3	0.288	0.0146	0.7291	0.0605	75.2%	80.4%	84.0%
4	0.157	0.0047	0.0074	0.1038	75.7%	81.1%	94.4%
5	0.085	0.0006	0.0887	0.03	75.8%	90.0%	97.4%
6	0.082	0.0108	0.0539	0.0113	76.8%	95.4%	98.5%
7	0.076	0.1743	0.0011	0.0006	94.3%	95.5%	98.6%

Tomado de: Elaboración Propia

De la Tabla 25 se puede extraer lo siguiente. El periodo fundamental de la estructura es de 0.527 segundos; sin embargo, este hace que el 77.39% de la masa gire en el eje “Z”, lo que hace que el primer modo de vibración sea de torsión. El segundo modo de vibración corresponde a la traslación en el eje X, puesto que, hace que el 72.95% de la masa se traslade en ese sentido. Finalmente, el tercer modo de vibración hace que la estructura se desplace en “Y” con un 72.91% de la masa participante.

Es conocido que la estructuración en planta fue geoméricamente simétrica y por lo tanto no se le puede atribuir el hecho de que el edificio tienda a girar, por lo que, hace falta indagar para determinar qué causó esto. Se conoce que el mayor periodo fue la rotación; eso significa también que la estructura es menos rígida ante cargas rotacionales y eso sí es lo que ocurre en la planta de la edificación. Se muestra a continuación la planta original de la edificación:

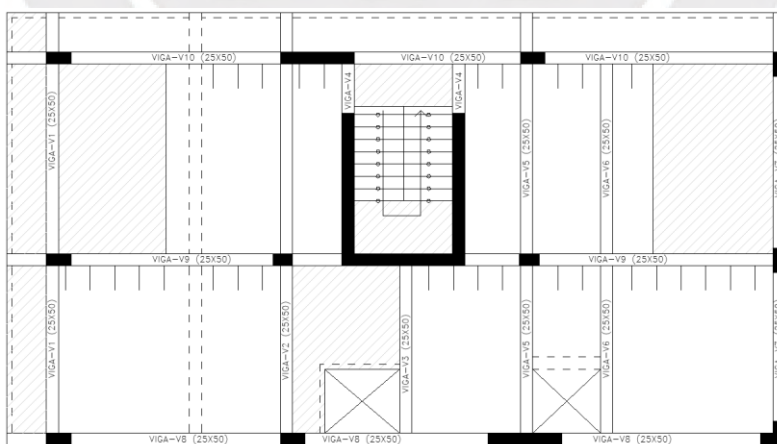
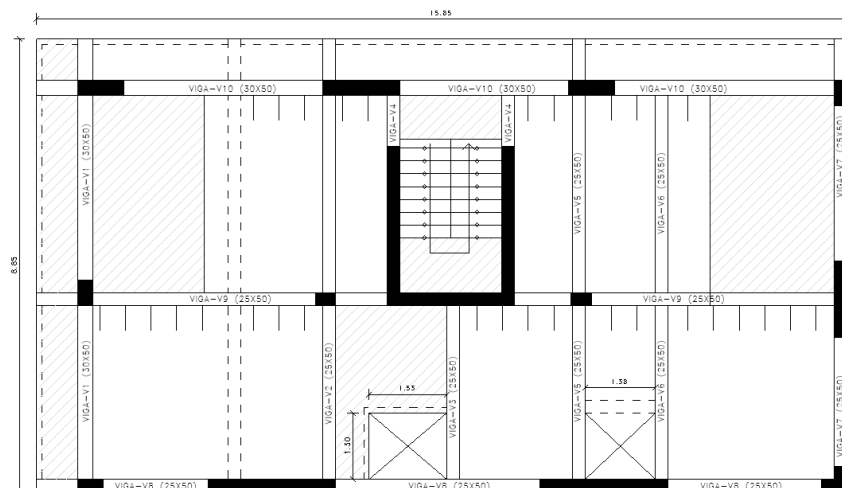


FIGURA 30. Configuración estructural original  
Tomado de: Elaboración Propia

Se conoce que muros perimetrales otorgan mayor resistencia a torsión al edificio, por lo que, se identifica la falta de rigidez ante momentos torsionales. Es por ello, que se dotará de rigidez

perimetral para poder tratar obtener un sistema que tenga el primer modo de vibración de traslación o, por lo menos, reducir el porcentaje de masa participante de la torsión. Por esta razón se plantea la siguiente estructuración Figura 31.



**FIGURA 31.** Nueva configuración estructural  
Tomado de: Elaboración Propia

En la Figura 31, se muestra la nueva configuración estructural. Para dotar de rigidez torsional a la edificación se colocaron muros a lo largo del perímetro extras. Sin embargo, en la fachada no fue posible ampliar demasiado o colocar muros nuevos, ya que se trata de un edificio esquinero. La fachada corresponde a los extremos izquierdo y superior de la planta dónde se encuentran los volados. Para optimizar el aumento de rigidez sin la necesidad de extender los muros se decidió ampliar el ancho de las vigas, columnas y muros en esa zona de 25 a 30 centímetros. En la Tabla 26 se muestran los resultados obtenidos del nuevo planteamiento.

**TABLA 26.** Periodos y masas participantes de la nueva configuración estructural

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.417	0.0595	0.1128	0.6367	6.0%	11.3%	63.7%
2	0.304	0.6817	0.0494	0.0342	74.1%	16.2%	67.1%
3	0.249	0.0167	0.6313	0.1351	75.8%	79.4%	80.6%
4	0.12	0.01	0.0179	0.102	76.8%	81.1%	90.8%
5	0.078	0.1669	0.0099	0.0011	93.5%	82.1%	90.9%
6	0.068	0.0056	0.1248	0.0281	94.0%	94.6%	93.7%
7	0.06	0.0017	0.0047	0.0366	94.2%	95.1%	97.4%

Tomado de: Elaboración Propia

De los nuevos resultados se puede determinar que no se ha podido obtener que el primer modo de vibración sea de traslación, ya que se mantiene el modo de rotación con un 64%. Esto significa una disminución a comparación del sistema anterior. Se considera impráctico seguir modificando la planta estructural puesto que, si se quisiera disminuir más la masa participante del primer modo de vibración se requeriría dotar más rigidez en la zona de la fachada de la edificación, lo cual iría en contra al funcionamiento arquitectónico. Es por esta razón que si bien solo se pudo reducir un porcentaje de los resultados anteriores, ya no se realizarán más cambios destinados a revertir el comportamiento del primer modo de vibración. Por lo tanto, este al ser la planta final se puede obtener que el periodo de traslación de la estructura en el sentido “X” es de 0.304 segundos, mientras que en “Y” es de 0.249 segundos, por lo que para un suelo S1, con un “Tp” de 0.4 segundos, a ambas direcciones les corresponde un coeficiente de amplificación sísmica de 2.5.

### 5.6 Centros de Masa y Rigidez

Continuando con el análisis sísmico, se procede a determinar el centro de rigidez y el centro de masa de la edificación. El centro de masas es el punto teórico en el cual recaería todo el peso de una losa de un piso y dónde actuarían eventualmente las fuerzas sísmicas, mientras que, el centro de rigidez es aquel en el que estaría hipotéticamente apoyado la losa. La distancia que haya entre estos dos puntos imaginarios en la losa provocaría que exista más o menos efectos de torsión sobre la losa.

TABLA 27. Centros de Masa y rigidez

Piso	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
Piso 5	3.85	7.07	4.97	8.05
Piso 4	3.73	7.11	5.10	7.93
Piso 3	3.70	7.11	5.23	7.82
Piso 2	3.69	7.12	5.35	7.74
Piso 1	3.68	7.12	5.42	7.77

Tomado de: Elaboración Propia

A priori, se puede comentar que no existe una variación excesiva entre el centro de masa y el centro de rigidez. En la dirección “X” se tiene un máximo de 1.74 metros de diferencia, mientras que en la dirección “Y” se tiene como diferencia máxima 0.98 metros. Esto quiere decir que la rigidez en el sentido “X” es menos simétrica con respecto al centro de masas. Sin embargo, esto no es grave ya que, como se mencionó en al inicio del capítulo, para la estructuración final, las derivas son menores al 50% permitido por la norma E.030. Por tanto, los problemas relacionados con los momentos torsores son ínfimos.

### 5.7 Peso de la Edificación

De los resultados obtenidos, también se puede extraer la masa por nivel del edificio. De las masas por nivel, se puede determinar el peso por metro cuadrado de cada entrepiso y el peso acumulado por techo tal como se muestra en la Tabla 28.

TABLA 28. Peso por techo, metro cuadrado y acumulado

Techo	Tn	tn/m <sup>2</sup>	Acumulado (tn)
Techo 5	96.3	0.8	96.3
Techo 4	169.7	1.25	266.0
Techo 3	169.7	1.25	435.8
Techo 2	169.7	1.25	605.5
Techo 1	173.7	1.28	779.2

Tomado de Elaboración Propia

De las tablas anteriormente mostradas, se puede determinar que la suposición inicial de que el peso por metro cuadrado era de 1.1 tn/m<sup>2</sup> era errónea, pero no grave. El hecho de que exista un peso por metro cuadrado de hasta 1.2 tn/m<sup>2</sup> indica que en el edificio existe una acumulación importante de tabiques, esto porque es una edificación pequeña y por ende los tabiques están mucho más acumulados. Además, se observa que el peso total de la edificación es

aproximadamente 779 toneladas, dato importante para la determinación de la fuerza cortante de diseño, cuyo valor se obtendrá incisos abajo.

### 5.8 Junta Sísmica

Para la determinación de los desplazamientos de la edificación, se crearon 4 casos de fuentes de masa, en las cuales en cada uno se aplicó una excentricidad de 5%, la que la norma conoce como accidental. Esta está representada con un signo en las siguientes tablas para distinguir entre excentricidades positivas y negativas. Además, estos desplazamientos son inelásticos, dado que, como lo indica la norma E.030, los desplazamientos elásticos han sido multiplicados por  $0.75R$  para edificaciones regulares como es la que se presenta en este proyecto.

TABLA 29. Desplazamientos en la dirección "XX" con excentricidad negativa

Planta	Caso	Desp. (m)
5	X-	0.0279
4	X-	0.0227
3	X-	0.0168
2	X-	0.0105
1	X-	0.0045

Tomado de: Elaboración Propia

De los distintos casos de carga, el que se muestra en la Tabla 29 presenta los desplazamientos máximos de hasta 2.8 centímetros. Esto indica que estos desplazamientos no son excesivos. Adicionalmente, estos desplazamientos serán de utilidad para la determinación de la junta sísmica necesaria a dejar en caso los vecinos hayan respetado la junta sísmica. Este valor es de 8.5 cm tal como se muestra en la Tabla 30.

TABLA 30. Determinación de juntas sísmicas

Casos	Desplazamientos máximos (m)	2/3 (desplazamiento máx.) (cm)	0.006 h (cm)	S min (cm)	S colocado
Desplazamiento X+	0.023	1.548	8.46	3	8.5
Desplazamiento X-	0.028	1.859	8.46	3	8.5
Desplazamiento Y+	0.017	1.109	8.46	3	8.5
Desplazamiento Y-	0.018	1.210	8.46	3	8.5

Tomado de: Elaboración Propia

### 5.9 Cortante de Diseño

Para finalizar con el análisis sísmico se ha propuesto determinar la fuerza cortante de diseño la cual servirá para determinar el factor de escalamiento y hacer que la cortante de diseño coincida con la cortante dinámica obtenida del análisis espectral dinámico. Para ello se emplea la fórmula otorgada por la norma E.030 que otorga el valor de la cortante estática. Con esta, reducida al 80% por ser una estructura regular, se obtiene la cortante de diseño tal y como se muestra en la Tabla 31.

$$V_{min} = \frac{ZUC_{min}S}{R} * P, \frac{C}{R} \geq 0.11$$

$$V_{min} = \frac{0.35 * 1 * (0.11 * 6) * 1}{6} * 779 = 30.0 \text{ tn}$$

$$V_{est} = \frac{ZUCS}{R} * P$$

$$V_{est} = \frac{0.35 * 1 * 2.5 * 1}{6} * 779 = 113.6 \text{ tn}$$

$$V_{diseño} = 0.8 * V_{est} = 0.8 * 113.6 \approx 91.0 \text{ tn}$$

TABLA 31. Determinación de la cortante de diseño

	X+	X-	Y+	Y-
<b>V mínimo (tn)</b>	30.0	30.0	30.0	30.0
<b>V estático (tn)</b>	113.6	113.6	113.6	113.6
<b>V dinámico (tn)</b>	88.8	68.7	81.4	71.8
<b>V 80% estático (tn)</b>	90.9	90.9	90.9	90.9
<b>V diseño (tn)</b>	91.0	91.0	91.0	91.0
<b>Factor de E.</b>	1.02	1.33	1.12	1.27

Tomado de: Elaboración Propia

### 5.10 Verificación de dimensión de muros

Para concluir el análisis sísmico se realizará la verificación de la longitud de las placas para verificar si éstas podrían soportar las fuerzas cortantes originadas por las fuerzas sísmicas. Para

ello se comparará la cortante de diseño en la base de los muros con la cortante nominal máxima permitida por la norma E.060.

$$\emptyset Vn \text{ máx} = \emptyset * 2.6 * \sqrt{f'c} * Acw$$

Antes comenzar con la verificación, se debe verificar si existe algún muro que se lleve más del 30% de la cortante basal. La norma E.030 de diseño sismorresistente dicta que, si por redundancia algún elemento estructural se lleva más del 30% de cortante basal, se debe amplificar en un 25% la demanda que rige sobre el elemento estructural. Se tiene nuevamente la Tabla 32, en la que se muestra las cortantes globales del edificio.

TABLA 32. Fuerzas cortantes globales en la edificación

Techo	Caso Analizado	Tipo de Caso	VX	VY
Techo 1	SISXX+	RespSpec	88.8	5.1
Techo 1	SISXX-	RespSpec	68.7	36.5
Techo 1	SISYY+	RespSpec	21.3	81.4
Techo 1	SISYY-	RespSpec	24.1	71.8

Tomado de: Elaboración Propia

Ahora se extraen los valores correspondientes a las cortantes de las placas tanto para la dirección “X” como “Y”. Una vez extraídos los valores, se comparan con los valores globales de la edificación y se verifica si existe alguna que tenga un porcentaje de cortante mayor al 30%.

TABLA 33. Cortante en “XX” debido al Análisis Estático

	VX+ (tn)	VX- (tn)	% EDIFI X+	% EDIFI X-
<b>P2x</b>	73.93	57.17	83%	83%
<b>P4</b>	7.60	11.18	9%	16%

Tomado de: Elaboración Propia

TABLA 34. Cortantes en “YY” debido al Análisis Estático

	VY+ (tn)	VY- (tn)	% EDIFI Y+	% EDIFI Y-
<b>P1</b>	7.99	10.07	10%	14%
<b>P2y</b>	31.80	28.60	39%	40%
<b>P3</b>	18.08	16.78	22%	23%
<b>P5</b>	17.53	16.27	22%	23%

Tomado de: Elaboración Propia

Se puede extraer de las Tablas 33 y 34 que tanto en la dirección XX como en la YY, en la placa 2, se supera el 30% de la cortante basal, por lo que a las cortantes de diseño se las debe amplificar por 1.25 para ambas direcciones.

Siguiendo con la verificación, ahora se colocan los factores de escalamiento para poder obtener las cortantes de diseño que actúan en las placas y de esta manera determinar si el valor que actúa sobre estas es mayor a la máxima fuerza cortante que puede soportar teóricamente los muros estructurales ( $\emptyset V_n \text{ máx}$ ). Se podría adicionar las fuerzas cortantes producidas por los efectos gravitatorios, mas estos no son representativos a comparación de las fuerzas laterales producidas por el sismo.

**TABLA 35.** Determinación de las fuerzas cortantes de diseño sobre las placas y emulación de amplificación por diseño por capacidad

<b>Techo</b>	<b>Placa</b>	<b>Caso</b>	<b>Localización</b>	<b>V diseño (tn)</b>	<b>2*V diseño (tn)</b>
Techo 1	P1	SISDISEÑOYY	Bottom	12.79	25.58
<b>Techo 1</b>	<b>P2x</b>	<b>SISDISEÑOXX</b>	<b>Bottom</b>	<b>76.03</b>	<b>152.06</b>
<b>Techo 1</b>	<b>P2y</b>	<b>SISDISEÑOYY</b>	<b>Bottom</b>	<b>36.32</b>	<b>72.64</b>
Techo 1	P3	SISDISEÑOYY	Bottom	21.31	42.62
Techo 1	P4	SISDISEÑOXX	Bottom	14.87	29.74
Techo 1	P5	SISDISEÑOYY	Bottom	20.67	41.34

Tomado de: Elaboración Propia

Como se mencionó anteriormente se debió amplificar las cortantes de la placa número 2 para ambas direcciones por redundancia. Así, para la dirección XX la cortante 152.06 y para la dirección YY, 72.62 toneladas. Estos valores corresponden a los amplificados. Además, se consideró prudente determinar el doble de cortante que produce cada caso. Esto se debe a que cuando se realiza el diseño por capacidad los resultados del análisis tendrán que ser amplificados para evitar el fallo por fuerza cortante; esa amplificación extra corresponde a ese caso.

A continuación, se detallará la determinación de  $\emptyset V_n \text{ máx}$  para la placa número 1. La placa número 1 es la que se encuentra en la fachada, por lo tanto, es la que tiene un ancho de 30

centímetros. Adicionalmente, se conoce que para determinar  $A_{cw}$  de un muro estructural de concreto armado, se debe considerar el 80% de la longitud máxima del muro multiplicado por el espesor completo. Por lo tanto, se tiene la siguiente cortante nominal máxima.

$$\emptyset V_n \text{ máx} = 0.85 * 2.6 * \sqrt{210} * 150 * 0.8 * 30 = 115.3 \text{ tn}$$

Considerando una hipotética cortante máxima de 25.58 toneladas para el primer muro, se verifica que la capacidad del mismo, 115.3 toneladas, es ampliamente suficiente para cubrir la demanda máxima. De esta manera, se obtiene la Tabla 36, en la que se muestra que las cortantes máximas para cada placa.

TABLA 36. Determinación de la capacidad máxima de las placas

Techo	Placa	L (cm)	B (cm)	$\emptyset V_n \text{ máx}$
Techo 1	P1	150	30	115.3
Techo 1	P2x	600	25	384.3
Techo 1	P2y	225	25	144.1
Techo 1	P3	250	25	160.1
Techo 1	P4	150	25	96.1
Techo 1	P5	250	25	160.1

Tomado de: Elaboración Propia

Se define la demanda entre la capacidad(D/C) del muro como la cortante máxima de diseño dividido entre la resistencia máxima de un muro. Por lo tanto, se obtiene que D/C máxima del muro 2 en la dirección XX es de  $152.06/384.31=40\%$  y en la dirección YY es  $72.64/144.12=50\%$ . Esta eficiencia es lo suficientemente holgada como considerar que las dimensiones de los muros en general fueron las correctas.

TABLA 37. Determinación D/C en las placas

	2*V principal (tn)	$\emptyset V_n \text{ máx}$ (tn)	D/C (%)
<b>P1</b>	25.58	115.29	22%
<b>P2x</b>	<b>152.06</b>	384.31	40%
<b>P2y</b>	<b>72.64</b>	144.12	50%
<b>P3</b>	42.62	160.13	26%
<b>P4</b>	29.74	96.08	30%
<b>P5</b>	41.34	160.13	26%

Tomado de: Elaboración Propia

Finalmente, para culminar el capítulo 5, se ha verificado que las dimensiones finales de los muros son las idóneas, porque, con estas dimensiones, se obtiene una edificación regular, asimismo, se poseen muros con una capacidad suficiente para soportar las cargas sísmicas con un amplio margen de seguridad. Esto indica que se podría estar tentado a reducir las dimensiones de los muros; sin embargo, esto ocasionaría que se incremente el porcentaje de masa participante del modo de vibración de rotación, por lo que no se reducirán las dimensiones.



## Capítulo 6: Diseño de Losas Aligeradas

Una vez terminado el análisis sísmico es posible comenzar con el diseño de los elementos estructurales. Sin embargo, las losas solo son diseñadas para recibir cargas gravitacionales, por lo que, no será necesario incorporar fuerzas sísmicas en este capítulo. Además, se detallará las ecuaciones y el procedimiento que se empleó para llegar a las cantidades de acero dispuestas en los planos que se muestran en los anexos.

### 6.1 Consideraciones Normativas

En el comienzo de este subcapítulo, nos adentraremos en un análisis detallado de las pautas normativas esenciales que rigen el diseño de las losas aligeradas en una dirección. Exploraremos en profundidad las ecuaciones fundamentales que guían este proceso, así como los límites de acero críticos para lograr un rendimiento óptimo. Además, examinaremos minuciosamente las normas relevantes que influyen en cada etapa de la concepción y desarrollo de estas estructuras, brindando un enfoque integral y esclarecedor para su diseño eficaz.

#### 6.1.1 Determinación de $A_s$ .

En primer lugar, es necesario establecer el método mediante el cual se llevará a cabo el cálculo del refuerzo de acero en una sección, en respuesta a las demandas de flexión. En este sentido, se aplicará la simplificación que permite la norma E.060 para los esfuerzos en última instancia en una sección de concreto bajo compresión, específicamente el denominado bloque de compresiones de Whitney, el cual es aplicable a secciones que cuentan con refuerzo simple.

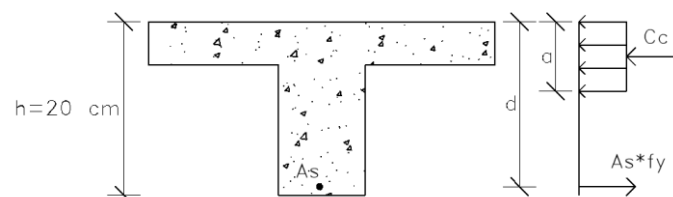


FIGURA 32. Bloque de compresiones de Whitney  
Tomado de: Elaboración Propia

Realizando una simplificación de las ecuaciones proporcionadas por la teoría de Concreto armado se puede deducir la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * b * f'c}}}{\frac{f_y}{0.85 * f'c * b}}$$

### 6.1.2 Aceros mínimos y máximos.

En segundo lugar, se determinará tanto los límites mínimos y máximos para una sección típica de losa aligerada. Esta sección es una sección T y, por ello, se tomarán las consideraciones necesarias para poder determinar dichos límites.

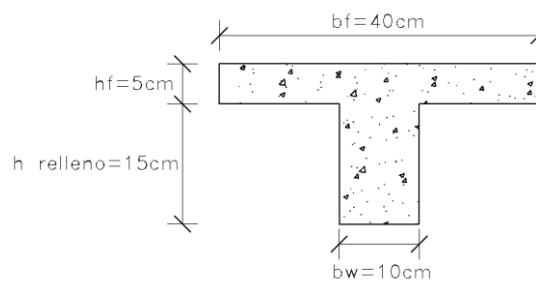


FIGURA 33. Vigueta típica de 20 centímetros de peralte  
Tomado de Elaboración Propia

Teniendo en cuenta esta sección típica, se calculará la sección primero el acero mínimo de la sección, tanto para momentos positivos como momentos negativos. Considerando el ala en compresión, el acero mínimo de una sección T se calcula de la siguiente manera de acuerdo a la E.060.

$$A_{s+min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s+min} = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 10 * 17 = 0.41 \text{ cm}^2$$

Siguiendo con el cálculo del acero mínimo, en este caso en parte superior, se debe asegurar que el acero colocado sea capaz de resistir 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección.

Para ello, se realiza el siguiente procedimiento:

Conociendo que  $I_g = 11801 \text{ cm}^4$  para una sección típica T de peralta 20 cm, se tiene lo siguiente:

$$f_r = 2 * \sqrt{f'c}$$

$$M_u = 1.2 * M_{cr} = 1.2 * f_r * I_g / y$$

$$f_r = 2 * \sqrt{210} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 1.2 * 28.98 * 11801 / (20 - 13.21) = 0.6 \text{ tn} * \text{m}$$

$$A_{s\_mín} = 1 \text{ cm}^2$$

Considerando  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$  ( $\beta = 0.85$ )

Posterior al cálculo del acero mínimo se determina el acero máximo. De acuerdo a la norma E.060, el acero máximo de una sección sometida a requisitos de flexión es aquel que garantice que esta sección falle por tracción y no por compresión. Esto se logra limitando el acero que trabaja a tracción para que su exceso de resistencia, en caso se coloque demasiado, no sea superior a la resistencia que genera el concreto a compresión. De esta manera, se define el acero balanceado de una sección. Este corresponde a la cantidad de acero teórico que provoca que al mismo tiempo que el concreto falla con un  $\epsilon_c=0.003$  por compresión, el acero falla con  $\epsilon_s=0.0021$  como se muestra en la Figura 34. Es decir, si se llegase a colocar una cantidad de acero menor al balanceado se garantizaría que la sección falla por tracción. Es por esta razón que la norma indica que el acero máximo debe ser el 75% del acero balanceado.

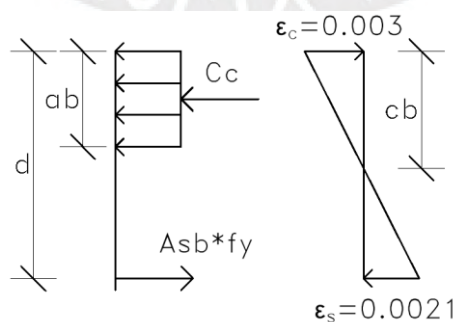


FIGURA 34. Condición de falla balanceada  
Tomado de: Elaboración Propia

$$As_b = \frac{(\text{Área de bloque de compresión}) * 0.85 * f'c}{f_y}$$

$$As_b = \frac{(40 * 5 + 10 * 3.5) * 0.85 * 210}{4200} = 10 \text{ cm}^2$$

$$As_{+m\acute{a}x} = 0.75 * As_b = 7.5 \text{ cm}^2$$

De igual manera para el acero máximo parte superior:

$$As_b = \frac{(\text{Área de bloque de compresión}) * 0.85 * f'c}{f_y}$$

$$As_b = \frac{(8.5 * 10) * 0.85 * 210}{4200} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$As_{-m\acute{a}x} = 0.75 * As_b = 2.7 \text{ cm}^2$$

### 6.1.3 Cortes de acero y longitudes de desarrollo.

Cuando se haya definido las denominaciones de las barras, haría falta determinar el corte de acero en las varillas de acero. Para ello, se extrae la Figura 35 del libro Apuntes de Concreto Armado 1 (Ottazzi Pasino, 2011) en el que se muestra una representación de las medidas que requiere el acero de acuerdo a su diagrama de momentos flectores. Este procedimiento también se aplicará en el diseño de losas en 2 direcciones y en vigas.

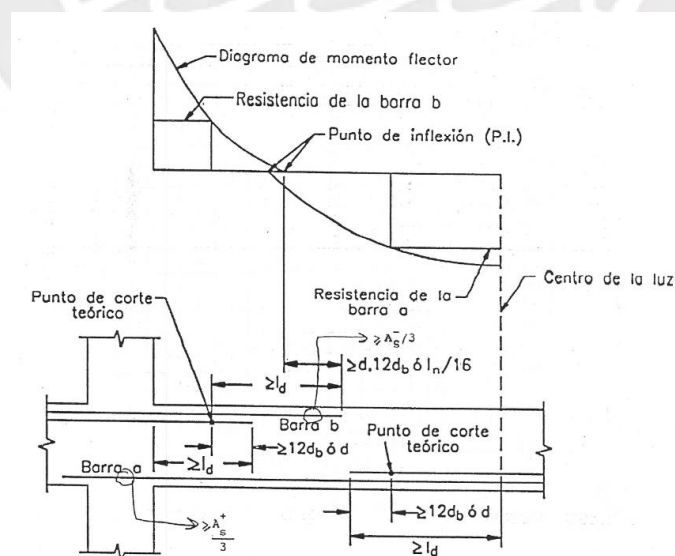


FIGURA 35. Corte de Acero  
Tomado de: "Apuntes del Curso Concreto Armado 1"

Es importante destacar que, las barras deben poseer una longitud mínima de desarrollo desde el punto que requiere su empleo. En la norma E.060 brinda ciertas fórmulas con las que, dependiendo de diversos factores, se puede determinar la longitud de desarrollo. Sin embargo, se hará uso de las tablas brindadas por el profesor Ottazzi para distintas denominaciones de barra, concreto en el que está inmerso y ubicación del acero.

TABLA 38. Longitud de desarrollo para varillas inferiores

Barra	db (cm)	Ab (cm <sup>2</sup> )	$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )				
			210	280	350	420	550
			Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)
8 mm	0.80	0.50	28	24	22	20	17
3/8"	0.95	0.71	34	29	26	24	21
1/2"	1.27	1.29	45	39	35	32	28
5/8"	1.59	2.00	56	49	43	40	35
3/4"	1.91	2.84	67	58	52	48	42
7/8"	2.22	3.87	98	85	76	69	60
1"	2.54	5.10	112	97	86	79	69
1 3/8"	3.58	10.06	157	136	122	111	97

Tomado de: "Apuntes del Curso Concreto Armado 1"

TABLA 39. Longitud de desarrollo para varillas superiores

Barra	Db (cm)	Ab (cm <sup>2</sup> )	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )				
			210	280	350	420	550
			L'd (cm)	L'd (cm)	L'd (cm)	L'd (cm)	Ld (cm)
8 mm	0.80	0.50	37	32	28	26	23
3/8"	0.95	0.71	44	38	34	31	27
1/2"	1.27	1.29	58	51	45	41	36
5/8"	1.59	2.00	73	63	57	52	45
3/4"	1.91	2.84	88	76	68	62	54
7/8"	2.22	3.87	127	110	98	90	78
1"	2.54	5.10	145	126	112	103	90
1 3/8"	3.58	10.06	204	177	158	145	126

Tomado de: "Apuntes del Curso Concreto Armado 1"

Para el diseño de losas aligeradas de 20 centímetros hará falta acero de 3/8" y 1/2". Además, el acero, de acuerdo a la norma E.060 debe tener por lo menos 30 centímetros de concreto por debajo para que sea considerado como un acero con una ubicación superior. Es por ello, que para este capítulo la longitud de desarrollo que se tendrán en cuenta serán las siguientes:

$$Ld_{3/8"} = 35 \text{ cm}$$

$$Ld_{1/2"} = 45 \text{ cm}$$

## 6.2 Diseño por Corte

En el contexto de las losas, se prescinde de la colocación de estribos, lo que conlleva a que la carga cortante en su punto máximo deba ser completamente absorbida por la resistencia inherente del concreto a la acción de corte. En situaciones donde una vigueta no pueda hacer frente de manera adecuada a estas demandas de carga, se implementará una estrategia de refuerzo, ya sea mediante un ensanche intercalado o una ampliación continua, según las necesidades del caso.

Para iniciar el estudio, se extrae la Tabla 40 del capítulo 4, en la cual se detallan las fuerzas cortantes máximas en las secciones críticas de las viguetas. Es importante destacar que dichas fuerzas han sido calculadas considerando un punto de extracción "d" centímetros alejados de la cara de la estructura, añadiendo así un nivel adicional de precisión a nuestros análisis.

TABLA 40. Cortantes últimas en las secciones críticas de la vigueta N° 1

Vu (tn)	S1	S3
Vigueta 1.1	0.389	0.571
Vigueta 1.2	-0.597	0.666
Vigueta 1.3	-0.707	0.395

Tomado de: Elaboración Propia

Teniendo esto en cuenta, se determinará la capacidad de la vigueta de las dimensiones que presenta el siguiente proyecto para compararlas con las cortantes ultimas y verificar si hace falta un ensanche.

$$\emptyset V_n = 1.1 * \emptyset * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Considerando que para el diseño por corte el factor de reducción de resistencia  $\emptyset$  es igual a 0.85 y que se presenta un concreto de  $210 \text{ kg/cm}^2$ , se puede obtener la resistencia al corte de la sección típica de una vigueta. Es importante destacar que, en el caso de las viguetas, se puede considerar un 10% extra de resistencia. Esto gracias a que, según la norma de concreto armado, las viguetas no son elementos aislados, sino existe monolitismo entre ellas. Es por ello, que ese efecto positivo se puede representar como ese porcentaje extra de resistencia en los cálculos.

$$\emptyset V_n = 1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 = 1.22 \text{ tn}$$

Se tiene pues, que una sección típica de peralte igual a 20 centímetros puede resistir hasta 1.22 toneladas antes de que esta pueda fallar. Por lo tanto, comparando este valor con los obtenidos en la Tabla 40, se puede deducir que la sección es capaz de soportar íntegramente la demanda presente. En consecuencia, no hace falta colocar ensanches en esta zona típica.

### 6.3 Diseño por Flexión

Se rescata de las consideraciones normativas los aceros mínimos y máximos calculadas en ese apartado. Además, se tiene también la Tabla 41, en la que se muestran los momentos últimos de la vigueta en 3 secciones, al inicio, en el tramo medio y al final. Esta tabla se extrae del capítulo 4 de análisis por cargas de gravedad.

$$A_{s+min} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$As_{+max} = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 2.7 \text{ cm}^2$$

TABLA 41. Momentos últimos en las secciones críticas en la vigueta N° 1

Mu (tn*m)	S1	S2	S3
Vigueta 1.1	-	-	-0.607
Vigueta 1.2	-0.642	0.121	-0.451
Vigueta 1.3	-0.436	0.357	-

Tomado de: Elaboración Propia

Una vez con estos datos de entrada se calculará el acero necesario para el primer tramo que corresponde al tramo en voladizo de la vigueta. Los demás valores se presentarán convenientemente en la Tabla 42 a modo de resumen.

Se tiene:

$$Mu = -0.607 \text{ ton} * \text{m}$$

Además, de las consideraciones normativas se tiene la siguiente ecuación para flexión simple con solo acero en tracción.

$$As = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \emptyset * b * f'c}}}{\frac{fy}{0.85 * f'c * b}}$$

Para aplicar la fórmula se tiene, en primer lugar, que  $\emptyset$  es igual a 0.9 al ser un elemento que está sometido solo a flexión. En segundo lugar, para una vigueta con momentos negativos, se debe considerar que “b” debe ser igual a 10 centímetros, es decir, la dimensión de la base del alma de la vigueta. Esto se debe a que, cuando se flexiona la vigueta por un momento negativo, la parte en compresión de la vigueta corresponde a la zona del alma. De esta manera, se puede obtener el siguiente acero requerido:

$$As_{req} = \frac{17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 * 0.607 * (10^5)}{0.85 * 0.9 * 10 * 210}}}{\frac{4200}{0.85 * 210 * 10}} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Así pues, se puede obtener el acero requerido para las secciones críticas de todas las partes de la vigueta. Posteriormente, se determina el acero que se deberá colocar, teniendo en cuenta, que se prevé más eficiente colocar más varillas de 3/8". Esto se debe a la facilidad de colocar acero de 3/8" en los encofrados de techo a comparación de las varillas de 1/2".

TABLA 42. Determinación del acero longitudinal requerido y colocado en la vigueta N° 1

	$f_c = 210$ kg/cm <sup>2</sup>					
$d = 17$ cm	$f_y = 4200$ kg/cm <sup>2</sup>	Mu (tn-m)	b (cm)	a (cm)	As req. (cm <sup>2</sup> )	Colocado (cm <sup>2</sup> )
Vigueta 1.1	S3	-0.607	10	2.39	1.02	2Ø3/8"
Vigueta 1.2	S1	-0.642	10	2.54	1.08	2Ø3/8"
	S2	0.1208	40	0.11	0.19	3/8"
	S3	-0.45	10	1.74	0.74	2Ø3/8"
Vigueta 1.3	S1	-0.44	10	1.70	0.72	2Ø3/8"
	S2	0.3574	40	0.33	0.56	3/8"
	S3	0	40	0.00	0.00	3/8"

Tomado de: Elaboración Propia

De acuerdo con los resultados obtenidos de la tabla anterior, se puede obtener el acero matemáticamente necesario. De esos resultados, se sabe que basta con varillas de 3/8" en todas las secciones. Ocasionalmente, podría ocurrir que solo se necesitase de una varilla de 3/8" en zonas de momento negativo. En ese caso, se debería verificar si el acero colocado, es decir 3/8" es al menos un tercio más del acero requerido. En dichas situaciones, tan solo bastaría dicha varilla de 3/8", de acuerdo con lo que dicta la norma E.060.

Para determinar el corte de acero, en primer lugar, siguiendo las recomendaciones del profesor Otazzi con relación al corte del acero, hemos logrado identificar los puntos críticos en el diagrama de momento flector último (ver Figura 36). A partir de estas ubicaciones cruciales, será posible calcular las longitudes necesarias de acero correspondientes a cada varilla.

En segundo lugar, es importante destacar que, si bien cumplir con estas medidas resulta la opción más eficiente desde una perspectiva de materiales, en ciertas situaciones conviene considerar ajustar algunas barras en tramos de menor longitud o incluso adoptar múltiplos de

5 centímetros para las longitudes de las varillas. Estas consideraciones resultan especialmente valiosas en términos de trabajabilidad.

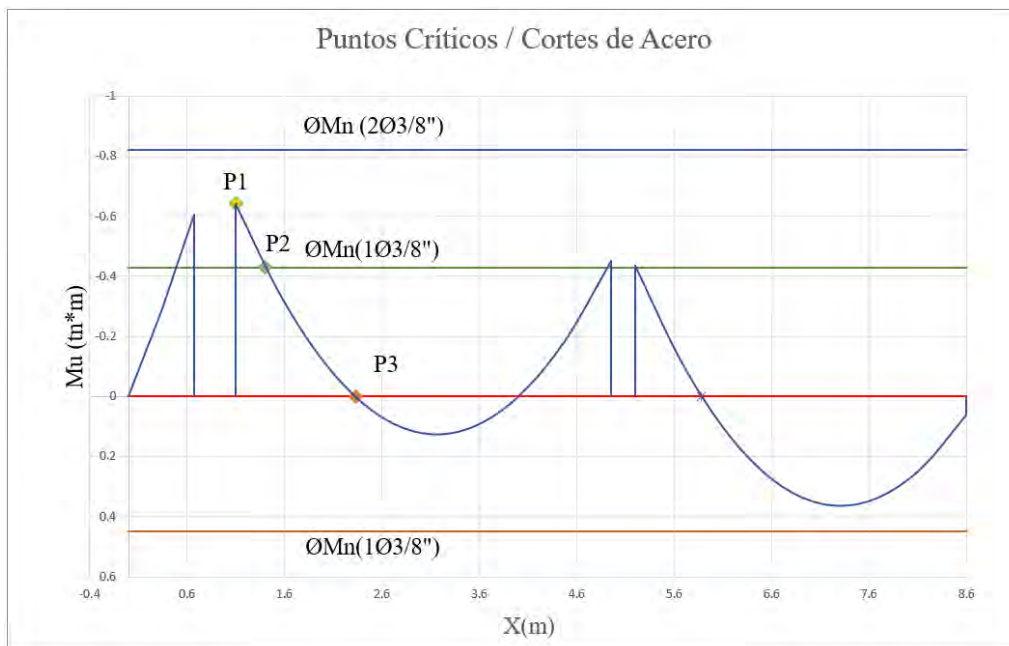


FIGURA 36. Corte de Acero de la vigueta a diseñar  
Tomado de: Elaboración Propia

Finalmente se obtuvo el siguiente despiece del acero netamente teórico (Ver Figura 37.1), en este caso el voladizo se encuentra en la parte final del tramo. Estas medidas fueron obtenidas empleando rigurosamente el criterio que brinda el profesor Otazzi. Se realizará un ejemplo de cómo se calculó una de las medidas.

Por ejemplo, se tiene:

$$P1 = (1.10, -0.64)$$

$$P2 = (1.40, -0.43)$$

$$P3 = (2.33, 0.00)$$

Por un lado, el punto 3 es el punto teórico en el cual se debe cortar la última barra de 3/8". Sin embargo, a esta medida se le debe adicionar  $Máx(d, 12db, Ln/16)$ , el máximo de estos valores es  $Ln/16$ , la luz libre tiene la medida de 3.85, por lo tanto, lo que se debe adicionar es aproximadamente 24 centímetros. Por lo tanto, la coordenada de corte de acero de la barra con mayor longitud debe ser  $(2.33+0.24;0) = (2.57, 0.00)$ . Por otro lado, desde el punto 2 se le debe

adicionar a la barra más corta el valor  $Máx(d, 12db) = 17 \text{ cm}$ . Entonces, la coordenada de corte de la barra más corta debe ser  $(1.40+0.17; 0.00) = (1.57, 0.00)$ .

$$\text{Punto Corte 1} = (1.57, 0.00)$$

$$\text{Punto Corte 2} = (2.57, 0.00)$$

$$\text{Longitud de barra 1} = |\text{Punto corte 1} - P1| = |(1.57 - 1.10, 0.00)| \approx 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de barra 2} = |\text{Punto corte 2} - P2| = |(2.57 - 1.10, 0.00)| \approx 1.50 \text{ m}$$

De esta manera se tiene el ejemplo de despiece de acero de un tramo de la losa. Se ha tenido en cuenta que la longitud de las barras es por lo menos la longitud de desarrollo permitida en la norma E.060, lo cual ya se comentó en las consideraciones normativas del capítulo.

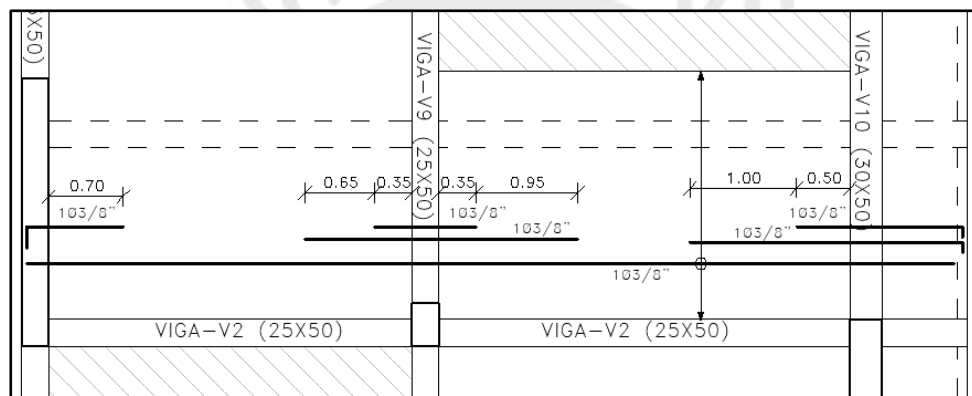


Figura 37.1 Despiece de acero teórico

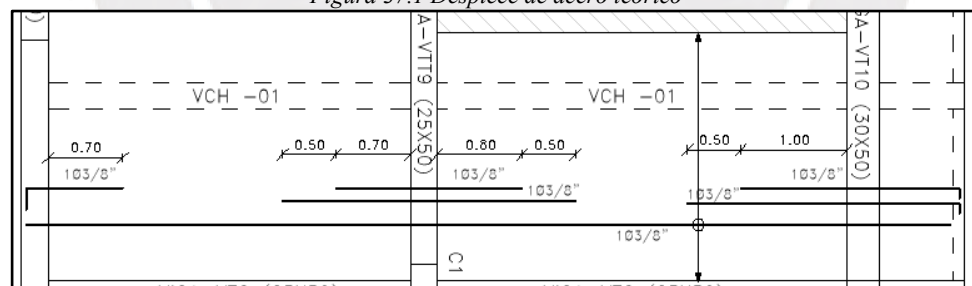


Figura 37.2 Despiece de acero práctico

FIGURA 37. Despiece de acero de la vigueta diseñada teórica vs prácticamente  
Tomado de: Elaboración Propia

En la Figura 37.2 se tenido en cuenta el armado práctico que se suele emplear, que es el de mantener un tercio de la longitud de la luz y manteniendo una diferencia mínima de 50 cm entre los bastones. Este garantiza longitudes simétricas y un armado con una mayor trabajabilidad en obra.

Para concluir con el análisis de las losas aligeradas, se procederá a calcular el refuerzo debido a efectos de retracción y cambios de temperatura. En el capítulo subsiguiente, centrado en las losas macizas, se abordará el tema de la cuantía mínima de acero requerida para afrontar variaciones térmicas, la cual se establece en 0.0018. Este acero será repartido en la parte superior y perpendicular a las fibras del aligerado.

$$A_{s_{temp}} = 100 * 5 * 0.0018 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Si se quiere repartir este acero, se debe tener en cuenta primero que existe un inciso especial en la norma que dicta que el espaciamiento máximo para el acero de temperatura debe ser como máximo 5 veces el ancho del ala o 40 centímetros. Por lo tanto, el espaciamiento máximo del acero de temperatura debe ser 25 centímetros.

Considerando este espaciamiento y varillas de 6 mm:

$$\frac{1}{0.25} * db_{6mm} = 4 * 0.28 = 1.12 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, con esa denominación de barra y dicho espaciamiento se estaría cumpliendo con lo estipulado. Finalmente, ese sería el acero de temperatura para las losas aligeradas.

## Capítulo 7: Diseño de Losas Macizas

En este capítulo, se aborda el diseño de las losas macizas, un componente crucial en ingeniería. Se profundiza en los conceptos fundamentales y el comportamiento de estas losas, siguiendo al capítulo previo sobre las losas aligeradas. Se examinan las consideraciones normativas específicas para este tipo de estructuras, con un enfoque en las combinaciones últimas de gravedad, respaldado por el análisis previo de cargas gravitatorias. El capítulo presenta principios, pautas y metodologías para un diseño integral de las losas macizas, proporcionando una comprensión sólida y completa para proyectos de ingeniería estructural.

### 7.1 Consideraciones Normativas

En este subcapítulo, se profundiza en las consideraciones normativas que rigen el diseño de las losas macizas. Se destacan las directrices de la norma E.060 de concreto armado, un pilar en la ingeniería estructural, junto con las contribuciones de expertos en el campo. El enfoque integral de este subcapítulo proporciona una visión completa de las consideraciones normativas esenciales para un diseño seguro y exitoso de las losas macizas, evitando repeticiones de temas tratados anteriormente en relación con el corte de acero y la determinación del acero requerido en el concreto.

#### 7.1.1 Determinación de $\phi M_n$

Anteriormente, se diseñó las viguetas exclusivamente a partir de los momentos últimos. Ahora posteriormente en la sección de diseño de este capítulo, se tendrá que hacer una verificación de resistencia a partir de un acero colocado. Por esta razón, es conveniente describir el procedimiento que se realiza para poder determinar  $\phi M_n$  a partir de un acero colocado conocido.

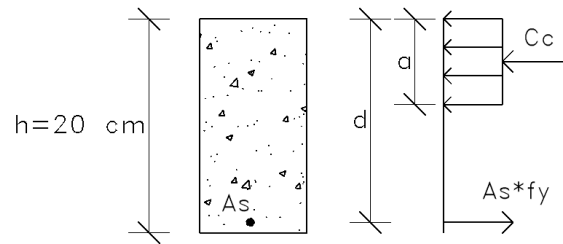


FIGURA 38. Sección de losa con acero conocido  
Tomado de: Elaboración Propia

En la (Figura 38) se representa el estado de fallo de una sección genérica. Se necesitará esta representación para poder determinar  $\phi M_n$ . A continuación, se muestra simplificada cómo se puede determinar  $\phi M_n$ .

Se define:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$\omega = \frac{\rho * f_y}{f'_c}$$

De la teoría del curso Concreto Armado 1 se puede aplicar la siguiente fórmula:

$$\phi M_n = \phi * f'_c * b * d^2 * \omega * \left(1 - \frac{\omega}{1.7}\right)$$

### 7.1.2 Acero mínimo y espaciamientos máximos

Cuando se trata la determinación de aceros mínimo, en el caso de las losas macizas es distinto. La norma E.060 determina que el acero mínimo para losas es 0.0018 veces su sección. Este acero corresponde, de acuerdo a dicha norma, al mínimo requerido para resistir cambios volumétricos como los producidos por la temperatura. Por ende, se tiene que el acero mínimo para un 1 metro de sección con un ancho de 20 centímetros.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Para poder repartir el acero, la norma brinda también una cuantía mínima para la parte inferior, la cual es 0.0012. Teniendo en cuenta esto se puede deducir lo siguiente:

$$A_{s_{sup}} = 0.0006 * 100 * 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{inf}} = 0.0012 * 100 * 20 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Los espaciamientos máximos sí están definidos, estos son en principio el menor valor entre 40 centímetros y tres veces el espesor total de la sección. Sin embargo, se hace hincapié en el hecho de que si se trata de una sección crítica el espaciamiento máximo pasa a ser dos veces el espesor de la losa. Por lo tanto, los espaciamientos máximos para el acero en losas en dos direcciones serían los siguientes:

$$S_{max} = 2h = 40 \text{ cm}$$

Ya sea para secciones críticas o no, el espaciamiento máximo es de 40 centímetros.

## 7.2 Diseño por Corte

Inicialmente se comenta que, de la misma manera que en la vigueta, las losas macizas no poseen estribos, por lo que, toda la fuerza cortante será soportada netamente por el concreto. Es por ello, que en esta sección se realizará la verificación de que el concreto puede resistir la fuerza cortante demandante. En una hipotética situación en la que la sección no pueda soportar la demanda, se tendría que aumentar el espesor de la losa. En este caso se determina la resistencia del concreto a la fuerza cortante por metro de ancho tal como se haya en la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.1 \text{ tn/m}$$

Una vez conocido la capacidad del concreto, se extrae del capítulo 4 el recuento de fuerza cortante última del paño de losa maciza.

TABLA 43. Cortantes últimas en las secciones críticas del paño de losa maciza analizadas

Vu (tn/m)	S1	S3
Dirección YY	-2.66	1.88
Dirección XX	-0.31	0.82

Tomado de: Elaboración Propia

Comparando los valores máximos de fuerza cortantes con la capacidad de un metro de ancho de losa maciza, se puede verificar que existe un amplio margen de seguridad. Por lo tanto, aquí terminaría la verificación por fuerza cortante.

### 7.3 Diseño por Flexión

Una vez verificado el espesor de la losa en el diseño por corte, se diseñará el acero repartido en el espesor de la losa que trabajan a flexión principalmente. Se diseña el acero en una dirección de manera similar a una vigueta, a pesar de que la losa integra se resiste en dos direcciones. En las losas macizas, se determina una malla de acero que se define por un espaciamiento. Es por esta razón que se toma 1 metro de ancho y luego se determina el espaciamiento que debe tener el acero para cumplir con el requerido. Así de esta manera se determina el acero requerido, empleando la Tabla 44 extraída del capítulo 4, y luego determinando el espaciamiento y denominación de la varilla.

TABLA 44. Momentos últimos en las secciones críticas del paño de losa maciza analizada

Mu (tn*m/m)	S1	S2	S3
Dirección YY	-1.414	0.815	-1.444
Dirección XX	-	0.381	-

Tomado de: Elaboración Propia

Se realizará un ejemplo práctico de la determinación del acero para un momento ultimo. Para este ejemplo se toma el momento último de la sección 1 de la dirección YY, es decir -1.414 ton\*m/m. Teniendo en cuenta 1 metro de ancho y convirtiendo Mu de tn\*m a kg/cm se tiene lo siguiente:

$$A_s = \frac{17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 * 1.414 * 10^5}{0.85 * 0.9 * 100 * 210}}}{\frac{4200}{0.85 * 210 * 100}} = 2.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De esta manera se realiza el cálculo del acero requerido por metro de ancho para todas las secciones críticas del paño de losa y se obtiene la Tabla 45.

TABLA 45. Determinación del acero requerido en el paño de losa maciza analizada

f <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>					
d = 17 cm	f <sub>y</sub> = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	Mu (tn-m/m)	b (cm)	a (cm)	As req. (cm <sup>2</sup> /m)
DIR YY	S1	-1.414	100	0.53	2.24
DIR YY	S2	0.815	100	0.30	1.28

DIR YY	S3	-1.444	100	0.54	2.28
DIR XX	S2	0.381	100	0.14	0.60

Tomado de: Elaboración Propia

Por un lado, ya se conoce el acero por metro lineal que se requiere por metro de ancho. Por otro lado, se comentó en la parte de consideraciones normativas de este capítulo que los paños de losas macizas deben mantener obligatoriamente una malla de acero destinada a resistir cambios volumétricos.

$$A_{S_{sup}} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{inf}} = 2.4 \text{ cm}^2$$

Considerando los aceros mínimos se plantea la siguiente malla:

$$A_{S_{sup}} = \frac{1}{0.20} * db_{6mm} = 5 * 0.28 = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{inf}} = \frac{1}{0.20} * db_{8mm} = 5 * 0.50 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{sup}} = 1\emptyset 6mm@0.20$$

$$A_{S_{inf}} = 1\emptyset 8mm@0.20$$

Observando el resultado de la malla del acero inferior y el acero requerido de la tabla anterior, se puede notar que este basta para las secciones inferiores. Por lo tanto, no habría la necesidad de colocar bastones de acero en la parte inferior del paño. En el caso del acero superior es distinto pues, tanto en la sección 1 como en la sección 3 hace falta de acero. Ahora bien, en ambas secciones existe una conexión con viguetas, por lo que el acero superior de las viguetas en la zona del apoyo también provee resistencia. Se debe tener en cuenta que el objetivo de este capítulo no es diseñar las viguetas contiguas al paño de losa maciza, por lo que se expondrá directamente los resultados del acero colocado en las viguetas en dichas secciones.

Acero en las secciones 1 y 3 provenientes del acero superior de las viguetas:

$$S1 = 2\emptyset 3/8"@0.40$$

$$S3 = 2\emptyset 3/8"@0.40$$

En ambas secciones el acero es de dos varillas de 3/8", están repartidas cada 40 centímetros pues, es el espaciamiento convencional de las viguetas típicas.

Sumando este acero al que originalmente tiene la malla se tiene:

$$S1 = 1.2 + 2 * \frac{1}{0.4} * db_{3/8"} = 1.4 + 5 * 0.71 = 4.95 \text{ cm}^2$$

$$S3 = 1.2 + 2 * \frac{1}{0.4} * db_{3/8"} = 1.4 + 5 * 0.71 = 4.95 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, en las secciones 1 y 3 se tiene en conjunto  $4.95 \text{ cm}^2$ , muy superior a lo demandado en cada sección que es de  $2.24$  y  $2.28 \text{ cm}^2$  respectivamente. Con esto finaliza el diseño y lo que sigue es determinar el corte de acero; para esta situación solo bastaría determinar el corte de acero de las varillas provenientes de las viguetas pues, el resto es una malla corrida.

Entonces, se realiza el mismo procedimiento que se realizó en las viguetas para definir los cortes de acero. Por ende, se tiene el Figura 39 dónde se aprecian los puntos críticos necesarios para realizar un ejemplo de un corte de acero.

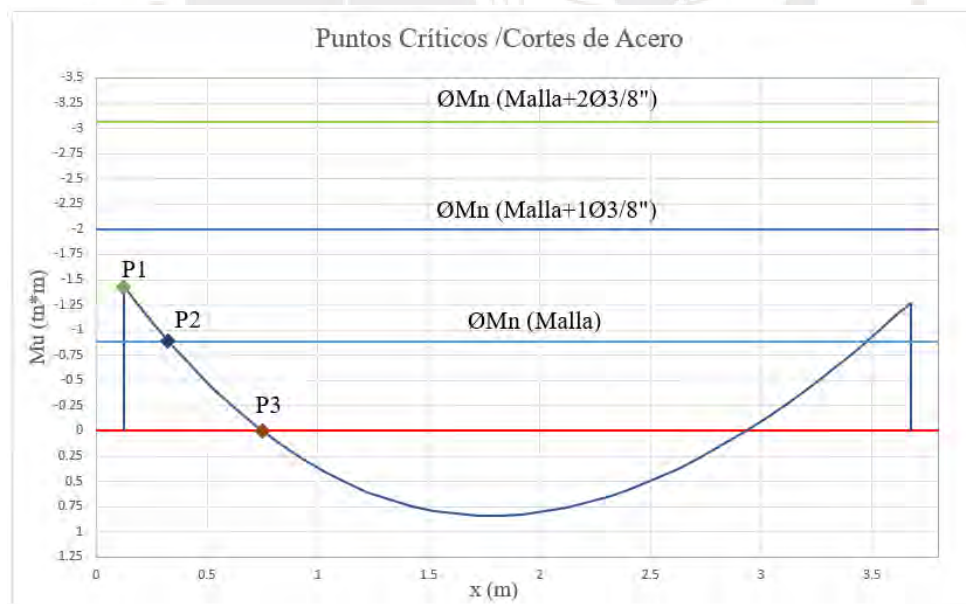


FIGURA 39. Puntos críticos en el DMF del paño de losa maciza diseñada  
Tomado de: Elaboración Propia

$$P1 = (0.125, -1.430)$$

$$P2 = (0.325, -0.890)$$

$$P3 = (0.75, 0.000)$$

Dado que la malla no debe ser recortada, tan solo se determinará el punto de corte de la barra de 3/8" más extensa. En el caso de la barra de 3/8" que no es necesaria, tan solo se le dará la longitud de desarrollo correspondiente.

Se tiene el punto 2, el cual es el punto teórico en el cual se debe cortar la barra de mayor longitud. A partir de este punto se le debe adicionar  $\text{Máx}(d, 12db, Ln/16)$ , el máximo de estos valores es  $Ln/16$ , lo cual, para una luz de 3.85 metros equivale a 24 centímetros. Por lo tanto, Punto de corte sería =  $(0.325+0.24, 0.00) = (0.564, 0.00)$

$$\text{Punto Corte 2} = (0.565, 0.00)$$

$$\text{Longitud de barra 2} = |\text{Punto corte 2} - P1| = |(0.565 - 0.125, 0.00)| \approx 0.50 \text{ m}$$

Así pues, se tiene el siguiente despiece del acero de ese paño. Se debe considerar que en la losa maciza existe una malla corrida tanto en la parte superior como inferior como se mencionó anteriormente.

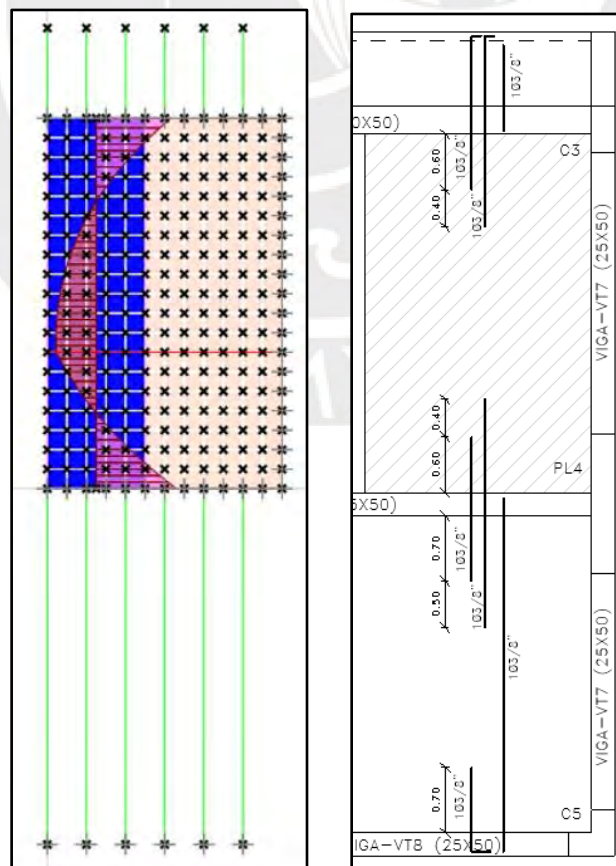
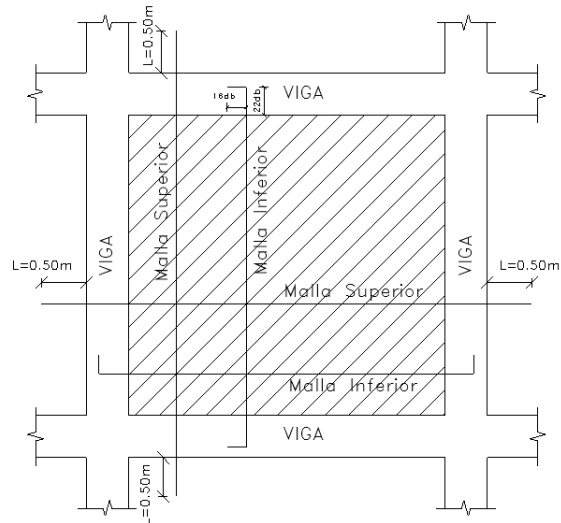


Figura 40.1 Modelo matemático y despiece de losa



Detalle de armado de Losa Maciza

ESCALA: S/E

Figura 40.2 Armado de losas macizas

	LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS $\phi 0.40\text{m}$
	LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 6\text{mm} @ .20$ MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 8\text{mm} @ .20$

Figura 40.3 Leyenda

FIGURA 40. Despiece de acero de la losa maciza diseñada  
Tomado de: Elaboración Propia

## Capítulo 8: Diseño de Vigas

Las vigas, en el contexto estructural, desempeñan un papel horizontal fundamental al transferir las cargas gravitatorias desde las losas hacia las columnas de soporte. Además, en el caso de las vigas integradas en sistemas de pórticos, adquieren una importancia sísmica al proporcionar rigidez lateral que resiste fuerzas laterales, como las generadas por eventos sísmicos.

Por consiguiente, es en este punto que la norma E.060 adquiere relevancia, especialmente en su capítulo 21, que aborda criterios esenciales para el diseño de vigas con responsabilidad sísmica. Estos criterios se centran, en gran medida, en la aplicación de principios de diseño por capacidad y la disposición adecuada de refuerzo para prevenir fallos relacionados con esfuerzos cortantes. Estos aspectos serán abordados en detalle a medida que avancemos en el desarrollo de este capítulo.

### 8.1 Consideraciones Normativas

En este subcapítulo, se destaca la atención especial que se presta a las consideraciones que afectan a las vigas. Se examinan en detalle las pautas del capítulo 21 de la norma E.060, especialmente relevantes en el contexto de sistemas sismorresistentes y, en particular, en el diseño de vigas dentro de estos sistemas.

Dado que los capítulos previos ya han cubierto aspectos teóricos esenciales relacionados con el diseño de vigas, como la determinación de la armadura requerida, el momento nominal y el corte de acero, este subcapítulo se enfoca principalmente en las consideraciones normativas y aspectos específicos que influyen en el diseño de vigas, especialmente en contextos de sistemas sismorresistentes. Para obtener una comprensión más detallada de los procedimientos y cálculos relacionados, se recomienda consultar los capítulos previos mencionados.

### 8.1.1 Disposiciones para el diseño sismorresistente.

Adicionalmente, como se mencionó anteriormente, en el capítulo 21 de la norma E.060, menciona algunas restricciones que deben cumplir elementos sismorresistentes para un sistema de muros estructurales. Adicionalmente, se define a la longitud de confinamiento como 2 veces el peralte bruto medido desde la cara del apoyo.

- Se debe correr un mínimo de dos barras de acero tanto inferiores como superiores. Este acero corrido debe ser por lo menos el acero mínimo calculado.
- Se debe mantener la zona de confinamiento libre de empalmes, la zona de confinamiento comprende dos veces el peralte bruto medido desde la cara de las columnas.

El espaciamiento en la zona de confinamiento será el menor de los siguientes valores:

- a)  $d/4$ , considerando un mínimo de 10 cm.
- b) 8 db de la barra longitudinal de menor sección.
- c) 24 db de los estribos
- d) 30 cm

(En los casos resaltados son consideraciones tomadas de la norma correspondiente al año 2019.)

- En las zonas de confinamientos no se debe traslapar las varillas longitudinales.
- El momento nominal en sentido negativo o positivo en cualquier sección de la viga debe ser al menos una cuarta parte del momento nominal en la superficie del punto de conexión.
- En la superficie del punto de conexión, el valor del momento nominal en sentido positivo debe ser igual o superior a una tercera parte del momento nominal en sentido negativo.

Adicionalmente, se tratará el caso de una viga de acoplamiento. Las vigas de acoplamiento son aquellas que se encuentran entre muros estructurales. En el caso de las vigas de acoplamiento, existe una restricción especial. La norma E.060 en el artículo 21.9.9.2 menciona que, en el caso existan vigas de acoplamiento, se les debe considerar como si fuesen vigas del sistema de pórticos o duales tipo II. Por lo tanto, se tiene un resumen de las consideraciones para un sistema de pórticos:

- Se mantienen las consideraciones para el sistema de muros con algunas modificaciones.
- El primer estribo será colocado a 5 centímetros de la cara del apoyo. Además, los espaciamientos mínimos dentro de la zona de confinamiento serán los siguientes:
  - a)  $d/4$
  - b) 6 db de la barra longitudinal de menor sección.**
  - c) 24 db de los estribos
  - d) 30 cm

(En los casos resaltados son consideraciones tomadas de la norma correspondiente al año 2019.)

- En la superficie del punto de conexión, el valor del momento nominal en sentido positivo debe ser igual o superior a la mitad del momento nominal en sentido negativo.
- No se debe empalmar acero longitudinal en las zonas de confinamientos. Adicionalmente, en las zonas de traslapes se debe considerar un espaciamiento especial máximo de los estribos:

- a)  $d/4$
- b) 15 cm

### **8.1.2 Diseño por capacidad.**

Una estrategia fundamental para garantizar la resistencia de las vigas ante cargas sísmicas es la adopción del enfoque de diseño por capacidad. Esta técnica asegura la formación de

articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, lo que es esencial para mejorar su capacidad de resistir cargas y deformaciones sin sufrir fallas prematuras. Esto se debe a que con este enfoque se busca reforzar por corte los elementos importantes de la edificación más allá de su capacidad por flexión. Es importante destacar que este método se aplica principalmente a las vigas cortas que se encuentran entre placas u otros elementos adyacentes (Bazán & Meli, 2004). Esta elección se basa en la naturaleza de estas vigas y en la necesidad de garantizar conexiones robustas y flexibles en sus extremos para soportar cargas y deformaciones sin comprometer la integridad estructural. Para poder realizar el diseño de capacidad, se empleará el esquema expuesto en el capítulo 21 de la Norma E.060 (Figura 41).

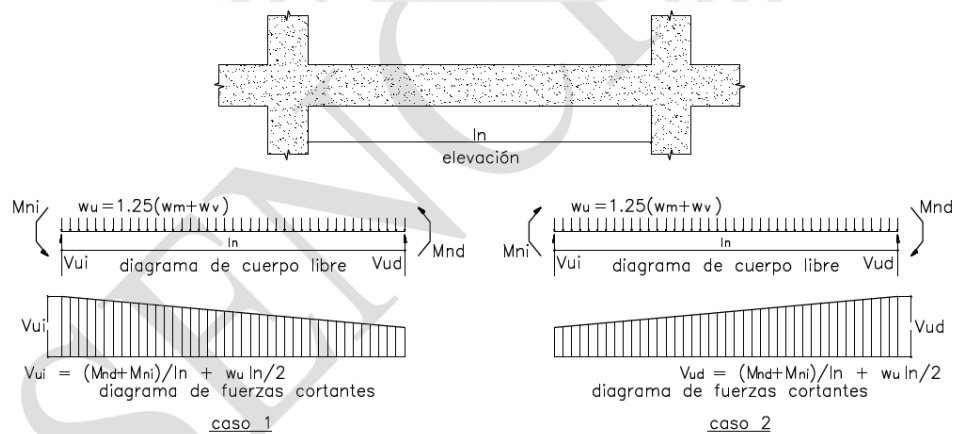


FIGURA 41. Diseño por Capacidad para Vigas  
Tomado de: "Norma Técnica Peruana E.060 de Concreto Armado"

Del esquema se puede deducir lo siguiente:

$$Vu_{cap-i} = \frac{Mn_j + Mn_i}{Ln} + V_{isostático-i}$$

En el caso se tengan vigas de acoplamiento, se debe considerar como vigas de un sistema de pórticos. En el sistema de pórticos, cuando se realiza el diseño por capacidad se debe tomar en cuenta en los cálculos el momento nominal probable, el cual es el momento nominal amplificado en 1.25 veces.

### 8.1.3 Determinación $\phi V_n$ .

En este subcapítulo, se profundiza en el cálculo de la capacidad resistente ante fuerzas cortantes ( $\phi V_n$ ), centrándose en su aplicación específica en el diseño de vigas. Se destaca la relevancia de este enfoque debido a la importancia de las vigas en comparación con las losas en la estructura. El diseño de vigas para resistir fuerzas cortantes presenta desafíos adicionales debido a la necesidad de considerar detalladamente los estribos diseñados específicamente para este propósito, lo que añade complejidad al proceso. En esta sección, se explorará en detalle la aplicación de  $\phi V_n$  en el diseño de vigas, teniendo en cuenta las particularidades y desafíos que surgen en este contexto. Además, se elaborará la fórmula utilizada para calcular  $\phi V_n$  en vigas de acuerdo con las pautas de la norma de concreto armado.

$$V_n = V_s + V_c$$

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

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

Dónde:

$V_s$ : Resistencia al corte de los estribos

$V_c$ : Resistencia al corte del concreto

$A_v$ : Área de estribos resistentes

$S$ : Espaciamientos de los estribos

Además, es importante destacar la fuerza cortante máxima nominal que puede soportar una sección de viga. Con la determinación de  $\phi V_n$  máx, se podrá definir si una viga es indiseñable y, por lo tanto, si es necesario aumentar la sección en ciertos casos.

$$\phi V_{n_{max}} = \phi * 2.6 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

### 8.1.4 Espaciamientos máximos en estribos.

A diferencia de las losas, en el cual solo el concreto resiste las fuerzas de tracción diagonal, en las vigas se puede diseñar estribos para poder soportar demandas de fuerza cortante. Por esta razón se mostrarán ciertas restricciones destinadas al espaciamiento de los estribos.

Espaciamientos máximos:

$$\text{Sea: } V_{S_{\text{limite}}} = 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\text{Si, } V_S < V_{S_{\text{limite}}} \rightarrow S_{\text{max}} = \text{Min} \left( \frac{d}{2}, 60 \text{ cm} \right)$$

$$\text{Si, } V_S > V_{S_{\text{limite}}} \rightarrow S_{\text{max}} = \text{Min} \left( \frac{d}{4}, 30 \text{ cm} \right)$$

### 8.2 Diseño por Flexión

Antes de adentrarnos en el diseño del acero longitudinal, procederemos a determinar tanto el valor mínimo como el máximo de acero requerido. Este cálculo seguirá un proceso similar al realizado previamente para las viguetas. Dado que ya hemos abordado cálculos análogos en el contexto de las viguetas, podremos agilizar este proceso y presentar de manera directa los valores mínimo y máximo de acero para la sección en cuestión.

$$A_{S_{\text{min}}} = 0.7 * \sqrt{210} * 25 * \frac{44}{4200} = 2.66 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 5/8" \text{ corridas}$$

$$A_{S_{\text{max}}} = 0.75 * A_{sb} = 0.75 * \frac{(44 * 0.58824 * 0.85 * 25) * 0.85 * 210}{4200} = 17.53 \text{ cm}^2$$

Una vez tengamos esta información, procederemos a obtener los momentos máximos por secciones debidos a las cargas de peso muerto y sobrecarga del capítulo 4. A continuación, haremos uso del modelo matemático empleado para el análisis sísmico, del cual extraeremos los resultados relativos a los momentos inducidos por el sismo. A partir de estos datos, determinaremos los momentos últimos en las secciones críticas, empleando las pertinentes combinaciones últimas. En este caso, que se cuenta con sismo se requerirá de 5 combinaciones últimas:

$$U = 1.4 * CM + 1.7 * CV$$

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

$$U = 0.9 * CM \pm CS$$

Se tiene la siguiente Tabla 46 que muestra los momentos últimos debido a cargas sísmicas para la viga N° 8.

TABLA 46. Momentos debido a cargas sísmicas sobre la viga N° 8

M (tn*m)	S1	S3
Viga 8.1	0.000	0.000
Viga 8.2	5.371	-4.790
Viga 8.3	3.427	-3.417
Viga 8.4	3.461	-3.941

Tomado de: Elaboración Propia

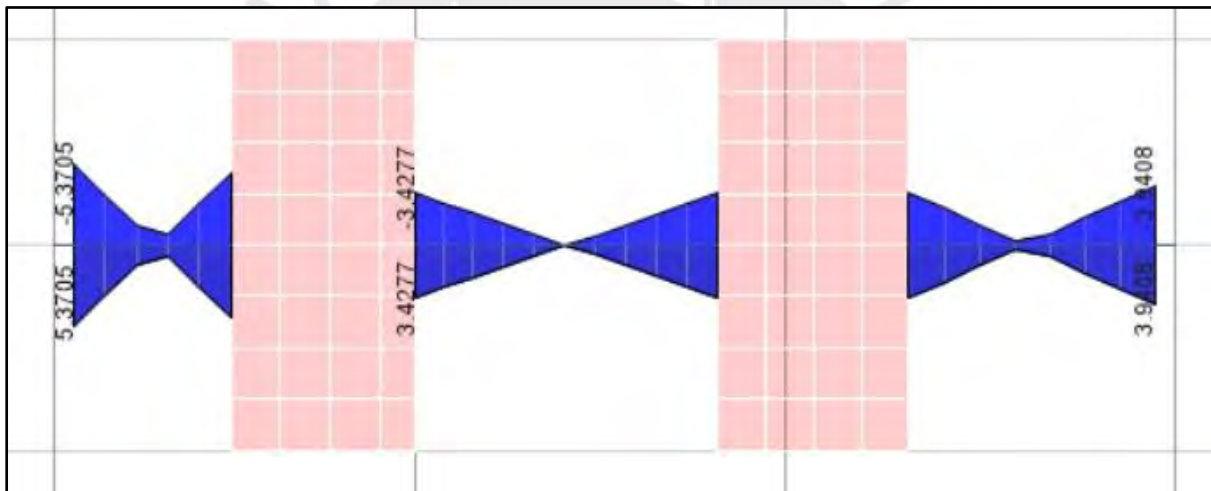


FIGURA 42. Diagrama de Momentos debido a sismo en la viga 8 extraído de ETABS  
Tomado de: Elaboración Propia

Con los resultados de los momentos en las cargas sísmicas se puede determinar los momentos últimos para las sesiones críticas, empleando las combinaciones ultimas.

TABLA 47. Momentos últimos sobre la viga N° 8

Mu (tn*m)	Estación	S1	S2	S3
Viga 8.1	Sup.	0.000	0.000	-0.753
Viga 8.1	Inf.	0.000	0.000	0.000
Viga 8.2	Sup.	-5.905	0.000	-5.707
Viga 8.2	Inf.	5.016	0.710	4.266
Viga 8.3	Sup.	-7.671	0.000	-8.087

Viga 8.3	Inf.	0.788	3.547	0.473
Viga 8.4	Sup.	-5.325	0.000	-5.321
Viga 8.4	Inf.	2.360	1.356	3.127

Tomado de: Elaboración Propia

Ahora, se debe determinar el acero requerido para las secciones críticas. Se realizará un ejemplo de cálculo empleando la ecuación determinada anteriormente. Se realizará el ejemplo para la parte superior de la sección 1 del segundo tramo.

$$A_s = \frac{44 - \sqrt{44^2 - \frac{2 * (5.905) * 10^5}{0.85 * 0.9 * 25 * 210}}}{\frac{4200}{0.85 * 210 * 25}} = 3.70 \text{ cm}^2$$

De esta manera, se puede obtener todos los aceros requeridos que se muestran en la Tabla 48. A continuación, se compara el acero requerido con el acero mínimo, que se puede tomar como 2 varillas de 5/8". Considerando esto, se observa que tan solo en un tramo de la viga requiere bastones. Esto es en la sección 1 y 3 del tramo 3.

TABLA 48. Determinación del acero requerido y acero colocado en la viga N° 8

Mu (tn*m)	Estación	As req. (cm2)			As col.		
		S1	S2	S3	S1	S2	S3
Viga 8.1	Sup.	0.00	0.00	0.45	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"
Viga 8.1	Inf.	0.00	0.00	0.00	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"
Viga 8.2	Sup.	3.70	0.00	3.57	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"
Viga 8.2	Inf.	3.12	0.43	2.64	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"
Viga 8.3	Sup.	4.87	0.00	5.15	2Ø5/8"+1Ø1/2"	2Ø5/8"	2Ø5/8"+1Ø1/2"
Viga 8.3	Inf.	0.48	2.18	0.28	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"
Viga 8.4	Sup.	3.32	0.00	3.32	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"
Viga 8.4	Inf.	1.44	0.82	1.92	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"

Tomado de: Elaboración Propia

Para concluir el proceso de diseño por flexión, es esencial llevar a cabo una verificación integral en conformidad con las directrices estipuladas en el capítulo 21 de la norma E.060. Con la teoría expuesta en las consideraciones normativas de las losas macizas, se calcula  $\emptyset Mn$  para el acero en las posiciones sugeridas por la norma:

$$\emptyset Mn_{2\emptyset 5/8" + 1\emptyset 1/2"} = 8.30 \text{ tn} * m$$

$$\emptyset Mn_{2\emptyset 5/8"} = 6.37 \text{ tn} * m$$

Con estos resultados de resistencia nominal al momento, se puede determinar lo siguiente:

- En la cara del apoyo:  $\frac{\phi Mn_+}{\phi Mn_-} = 0.77 \geq 0.5, OK$  (Viga de acoplamiento)
- Momento nominal mínimo del tramo entre el momento nominal máximo de todos los nudos:

$$\frac{\phi Mn_{m\acute{a}x}}{\phi Mn_{m\acute{i}n}} = 0.77 > 0.25, OK$$

El corte de acero para esta viga se realizó considerando el mismo procedimiento realizado para losas macizas y aligeradas. En este caso, el corte teorico exacto provocava que la longitud del bastón sea menor a  $l_d$ , por lo que se colocó la longitud mínima permitida para varillas de 1/2".

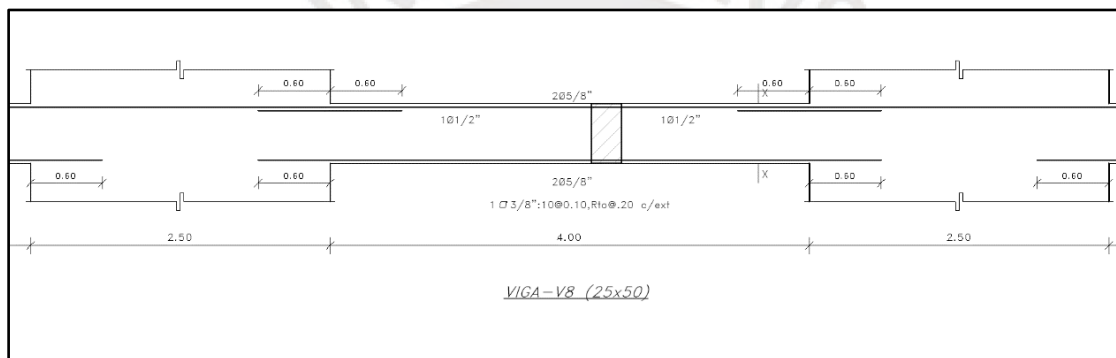


FIGURA 43. Despiece de acero longitudinal del tercer tramo de la viga N° 8  
Tomado de: Elaboración Propia

En la continuación de este subcapítulo, se procederá con el diseño específico para la viga N° 7. Sin embargo, este proceso no será explorado en gran detalle, ya que hemos abordado minuciosamente un caso similar en la viga anterior. Aquí, se expondrán los momentos últimos de la sección, seguidos por la descripción del acero requerido y su disposición. Como cierre, se suministrará un esquema meticuloso sobre la colocación estratégica del acero en esta viga (ver Figura 42), lo que permitirá comprender plenamente el enfoque que se ha adoptado.

Para calcular los momentos últimos de la viga N° 7, se utilizarán los resultados previamente obtenidos en el capítulo 4, que corresponden a los momentos debidos a las cargas muertas y vivas. Del modelo tridimensional, se extraerán los resultados relativos a los momentos

generados por las cargas sísmicas. Finalmente, aplicando un enfoque similar mediante el uso de las combinaciones últimas, se derivarán los momentos últimos y con estos se puede determinar el acero requerido y colocado en la Tabla 49.

TABLA 49. Determinación del acero requeridos y colocados sobre la viga N° 7

	Estación	As req. (cm <sup>2</sup> )			As col.		
		S1	S2	S3	S1	S2	S3
Viga 7.1	Sup.	6.36	0.00	4.15	3Ø5/8"+ 1Ø1/2"	2Ø5/8"	2Ø5/8"+ 1Ø1/2"
Viga 7.1	Inf.	4.09	0.00	4.72	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"+ 1Ø1/2"
Viga 7.2	Sup.	4.21	0.03	5.86	2Ø5/8"+ 1Ø1/2"	2Ø5/8"	3Ø5/8"
Viga 7.2	Inf.	3.50	1.25	3.04	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"

Tomado de: Elaboración Propia

La Figura 44 representa el resultado definitivo del desarrollo de la viga N° 7, considerando cuidadosamente los datos extraídos de la Tabla 49.

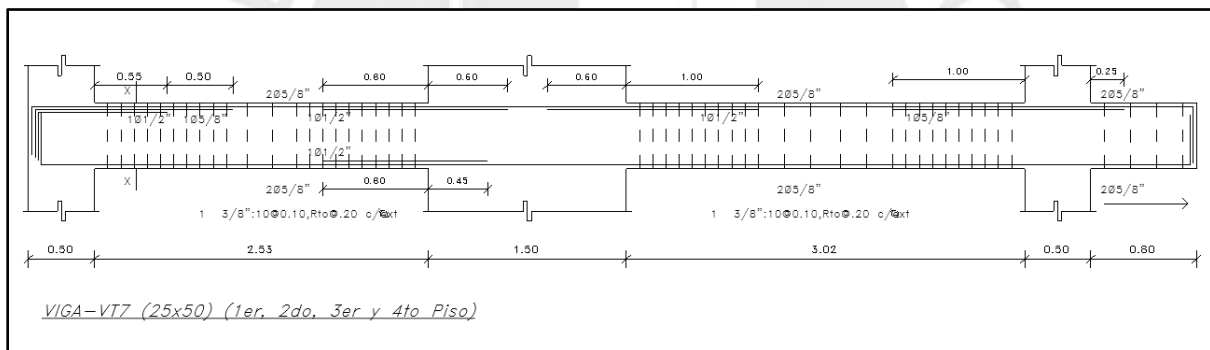


FIGURA 44. Despiece de acero de la viga N° 7

Tomado de: Elaboración Propia

Aunque se ha simplificado gran parte del proceso de diseño de la viga N°7, se llevará a cabo la verificación correspondiente según lo estipulado en el capítulo 21. Esto se debe a que dicho capítulo implica cálculos y/o verificaciones específicas para esta viga, representando un conjunto de evaluaciones nuevas en relación con el diseño.

$$\emptyset Mn_{3\emptyset 5/8''+1\emptyset 1/2''} = 11.18 \text{ tn} * m$$

$$\emptyset Mn_{2\emptyset 5/8''+1\emptyset 1/2''} = 8.30 \text{ tn} * m$$

$$\emptyset Mn_{2\emptyset 5/8''} = 6.37 \text{ tn} * m$$

- En la cara del apoyo máx crítico:  $\frac{\emptyset Mn_+}{\emptyset Mn_-} = \frac{6.37}{11.18} = 0.57 \geq 0.33, OK$
- Momento nominal mínimo del tramo entre el momento nominal máximo de todos los nudos:

$$\frac{\emptyset Mn_{m\acute{a}x}}{\emptyset Mn_{m\acute{i}n}} = \frac{11.18}{6.37} = 0.57 > 0.25, OK$$

Con estas verificaciones realizadas se culmina el diseño del acero longitudinal de vigas.

### 8.3 Diseño por Corte

El diseño de vigas se centra en gestionar eficazmente las fuerzas cortantes que actúan sobre ellas. Para lograrlo, se incorporan estribos que refuerzan la capacidad de resistir estas cargas. El proceso comienza extrayendo las fuerzas cortantes máximas del modelo analítico debido a las cargas sísmicas y luego generando la envolvente del diagrama de fuerzas cortantes últimas, utilizando los resultados obtenidos en el capítulo 4 y las ecuaciones de combinaciones últimas. Además, utilizando los resultados de las fuerzas cortantes sísmicas en la viga N° 8, es posible realizar el cálculo de las cortantes últimas. En esta línea, se elabora la Tabla 50, que detalla las cortantes últimas correspondientes a las secciones 1 y 3. Dicha tabla abarca tanto valores máximos como mínimos, brindando una representación completa de las fuerzas cortantes últimas en estas ubicaciones.

TABLA 50. Cortantes ultimas en las secciones críticas de la Viga N° 8

Vu (tn)	Estación	S1	S3
Viga 8.1	Máx.	0.000	0.847
Viga 8.1	Mín.	0.000	0.000
Viga 8.2	Máx.	3.865	6.335
Viga 8.2	Mín.	-6.211	-3.914
Viga 8.3	Máx.	0.000	7.566
Viga 8.3	Mín.	-6.667	0.000
Viga 8.4	Máx.	0.391	4.387
Viga 8.4	Mín.	-5.471	-1.033

Tomado de: Elaboración Propia

El enfoque de diseño para los estribos en este proyecto difiere del enfoque común. Normalmente, el diseño para fuerza cortante busca solapar el diagrama de envolvente de fuerza cortante, lo que resulta en diferentes espaciamientos de estribos en diversas zonas. Sin embargo, este enfoque puede llevar al diseño de muchas vigas con un mínimo de refuerzo transversal. Por ello, en este proyecto se propone inicialmente colocar el refuerzo mínimo y luego verificar si cumple con la demanda a lo largo de la viga. Solo en casos donde la demanda exceda el mínimo se realizará un diseño convencional. Se considera una longitud de confinamiento de 100 cm. Así pues, se debe evaluar los espaciamientos mínimos de los estribos. En primer lugar, se evalúan los estribos mínimos en la zona de confinamiento. De las consideraciones normativas de este capítulo se extraen las siguientes restricciones para la zona confinada:

- a)  $d/4$ , considerando un mínimo de 10 cm.  $\frac{d}{4} = \frac{44}{4} \approx 10 \text{ cm}$
- b) 8 db de la barra longitudinal de menor sección.  $8 * db_{1/2"} \approx 10 \text{ cm}$
- c) 24 db de los estribos.  $24 * db_{3/8"} \approx 22.5 \text{ cm}$
- d) 30 cm

El tercer tramo es una viga de acoplamiento por lo que se le aplicarán las restricciones para un sistema aporticado.

- a)  $d/4$ ,  $\frac{d}{4} = \frac{44}{4} \approx 10 \text{ cm}$
- b) 6 db de la barra longitudinal de menor sección.  $6 * db_{1/2"} \approx 7.5 \text{ cm}$
- c) 24 db de los estribos.  $24 * db_{3/8"} \approx 22.5 \text{ cm}$
- d) 30 cm

Por un lado, de estos espaciamientos se toma 10 cm como espaciamiento mínimo dentro de la zona de confinamiento, cuya longitud es de 1 metro. Por otro lado, para el tercer tramo se tendrá un mínimo de 7.5 centímetros de espaciamiento. Posteriormente, fuera de la zona de

confinamiento no existe como tal un espaciamiento mínimo que se deba cumplir, pero existen unos espaciamientos máximos. La zona central de una viga es conocida por su baja demanda a fuerza cortante, es por esto por lo que en esta parte se colocarán los espaciamientos máximos. De las consideraciones normativas de este capítulo se sabe que estos son los espaciamientos máximos:

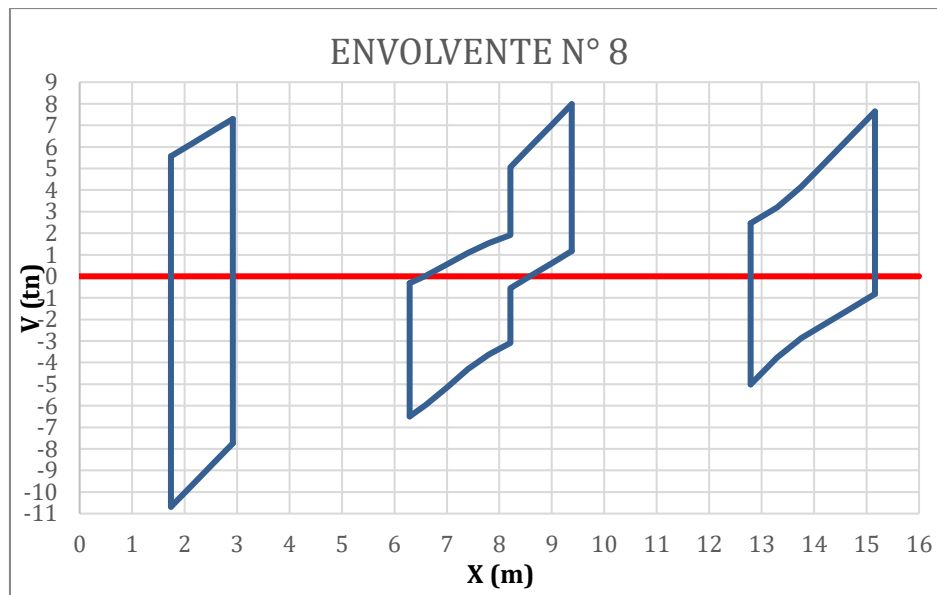


FIGURA 45. DMF envolvente de la viga N° 8  
Tomado de: Elaboración Propia

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 8.45 \text{ tn}$$

$$\text{Sea: } V_{s\text{limite}} = 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d = 17.53 \text{ tn}$$

$$\phi V_{n\text{limite}} = \phi (V_{s\text{limite}} + V_c) = 0.85 * (17.53 + 8.45) = 22.08 \text{ tn}$$

$$\text{Si, } Vu < 22.08 \rightarrow S_{\text{max}} = \text{Min} \left( \frac{d}{2}, 60 \text{ cm} \right) \approx 20 \text{ cm}$$

$$\text{Si, } Vu > 22.08 \rightarrow S_{\text{max}} = \text{Min} \left( \frac{d}{4}, 30 \text{ cm} \right) \approx 11 \text{ cm}$$

Así, se muestra el (Figura 45), la envolvente de fuerzas cortantes para la viga N° 8. En este se muestra que las cortantes últimas en toda sección es menor a 22.08 toneladas; por esta razón, se considera que, en los tramos centrales, el espaciamiento inicialmente será 20 centímetros.

Se plantea el siguiente armado de estribos para 2 de los 3 tramos de estribos considerando que el diámetro mínimo de estribos para estructuras sismorresistentes es 3/8”:

$$1 \square 3/8'' : 10 @ 0.10, Rto @ .20 \text{ c/ext}$$

Para la viga de acoplamiento se empleará:

$$1 \square 3/8'' : 1 @ 0.05, 13 @ 0.075, Rto @ .20 \text{ c/ext}$$

Una vez obtenido un armado inicial se verificará que este armado puede soportar las demandas cortantes. Por lo tanto, se calcula la resistencia del concreto más la resistencia de los estribos para 10 y 20 centímetros de espaciamiento.

$$\emptyset V_n = 0.85 * (V_c + V_s)$$

$$V_{S_{7.5 \text{ cm}}} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 44}{7.5} = 35.00 \text{ tn}$$

$$V_{S_{10 \text{ cm}}} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 44}{10} = 26.24 \text{ tn}$$

$$V_{S_{20 \text{ cm}}} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 44}{10} = 13.12 \text{ tn}$$

$$\emptyset V_{n_{7.5 \text{ cm}}} = 0.85 * (35.00 + 8.45) = 36.90 \text{ tn}$$

$$\emptyset V_{n_{10 \text{ cm}}} = 0.85 * (26.24 + 8.45) = 29.5 \text{ tn}$$

$$\emptyset V_{S_{20 \text{ cm}}} = 0.85 * (13.12 + 8.45) = 18.33 \text{ tn}$$

Estos valores se pueden apreciar en la Figura 46, de este gráfico se puede determinar que la capacidad de los estribos y el concreto es suficiente para poder resistir las demandas últimas. Finalmente, se puede determinar que el acero planteado para el tramo 3 es suficiente.

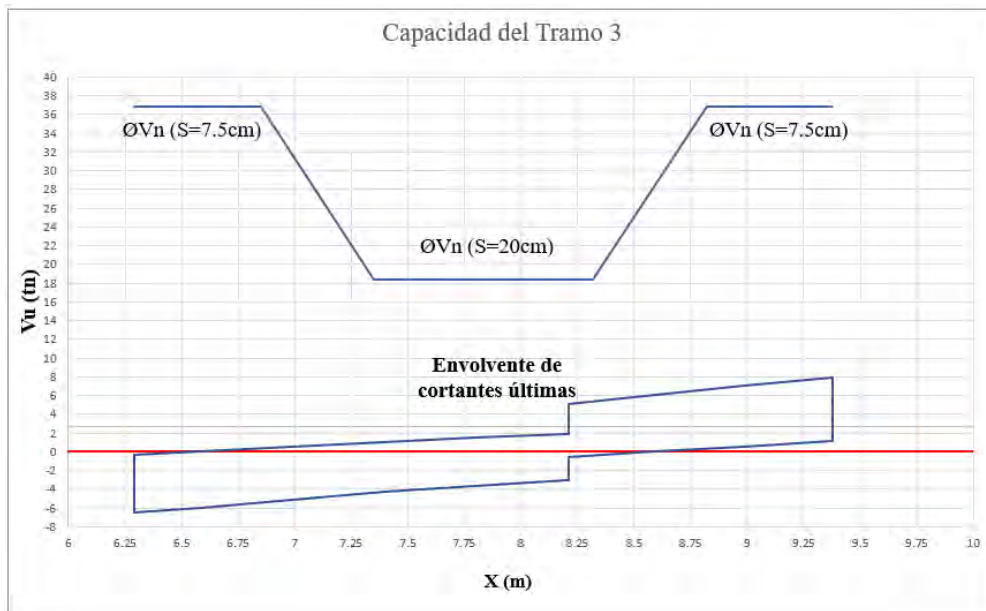


FIGURA 46. Comparación entre Capacidad y Demanda de fuerzas cortantes viga N° 8  
Tomado de: Elaboración Propia

Esta verificación se realiza para todos los tramos de la viga N° 8, de manera similar y, finalmente, el armado anterior sería el final para toda la viga. Para finalizar el diseño, hace falta una última verificación más y es comparar la capacidad actual de la viga con la cortante por capacidad.

$$Vu_{cap-i} = \frac{Mn_{j-negativo} + Mn_{i-positivo}}{Ln} + V_{isostático-i}$$

$$Vu_{cap-i} = \frac{Mn_{2\emptyset 5/8"+1\emptyset 1/2"} + Mn_{2\emptyset 5/8"}}{Ln} + V_{isostático-i}$$

$$Vu_{cap-j} = \frac{Mn_{2\emptyset 5/8"} + Mn_{2\emptyset 5/8"+1\emptyset 1/2"}}{Ln} + V_{isostático-j}$$

$$\emptyset Mn_{2\emptyset 5/8"+1\emptyset 1/2"} = 8.30 \text{ tn} * m$$

$$\emptyset Mn_{2\emptyset 5/8"} = 6.37 \text{ tn} * m$$

La cortante isostática corresponde a la amplificación de la cortante por 1.25 a la cortante que se genera solo por las cargas de servicio, es decir, CM+CV. Dado que el objetivo de este capítulo es el diseño en sí, se otorgará el valor de la cortante isostática. Sin embargo, el procedimiento para calcularlo es generar una combinación que amplifica las cargas de servicio

por 1.25 en el modelo matemático de la viga N° 8 empleado en el capítulo 4. De ese modelo y realizando esas modificaciones al modelo, se extrae la cortante isostática.

La verificación de resistencia de la cortante por capacidad se realizará tan solo para el tramo 3 y luego se emplea el procedimiento empleado.

$$Vu_{cap-i} = \frac{\left(\frac{8.30}{0.9} + \frac{6.37}{0.9}\right) * 1.25}{4.00} + 4.94 = 10.03 \text{ tn (Viga de acoplamiento)}$$

$$Vu_{cap-j} = \frac{\left(\frac{6.37}{0.9} + \frac{8.00}{0.9}\right) * 1.25}{4.00} + 5.87 = 10.96 \text{ tn (Viga de acoplamiento)}$$

Finalmente queda comentar que las cortantes de capacidad para el inicio y el final del tercer tramo pueden ser soportadas con suficiencia por el concreto y los estribos mínimos. De esta manera se pueden calcular los resultados de la Tabla 51 en la que se muestran las cortantes ultimas por capacidad para los tramos restantes. Conociendo la capacidad de las secciones con estribos con espaciamiento de 10 centímetros se puede afirmar que se supera lo que exige el diseño por capacidad.

TABLA 51. Determinación de las cortantes por capacidad para los tramos de la viga N° 8

	Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
Acero Colocado + (cm <sup>2</sup> )	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Mn + (tn*m)	7.08	7.08	8.85	8.85	7.08	7.08
Acero Colocado - (cm <sup>2</sup> )	4.00	4.00	5.29	5.29	4.00	4.00
Mn - (tn*m)	7.08	7.08	11.53	11.53	7.08	7.08
Ln (m)	2.05		4.00		3.00	
(Mn <sub>d</sub> +Mn <sub>i</sub> ) /Ln	6.91		5.09		4.72	
(Mn <sub>i</sub> +Mn <sub>d</sub> ) /Ln	6.91		5.09		4.72	
V <sub>iso máx</sub> (tn)	1.56		5.84		3.19	
Vu <sub>cap</sub> (tn)	8.47		10.96		7.91	

Tomado de: Elaboración Propia

Posteriormente, se debe realizar el mismo procedimiento para el diseño de estribos de la viga N° 7. Para esta viga, se realizarán los mismos pasos que se requirieron para la viga anterior.

Para evitar demasiado la extensión del documento, se omitirá procedimientos extensos y preferiblemente se presentarán los resultados directamente en tablas preparadas.

Del modelo tridimensional se extrajeron los valores de fuerza cortante debidos a cargas sísmicas, y a estos se les añadieron los resultados de las cargas muertas y vivas, extraídos del capítulo 4, mediante la utilización de las combinaciones últimas. De esta forma, se generó la Tabla 52, en la cual se presentan los resultados definitivos de las fuerzas cortantes últimas en las secciones críticas.

TABLA 52. Fuerzas cortantes últimas en las secciones críticas para la Viga N° 7

Vu (tn)	Estación	S1	S3
Viga 7.2	Máx.	8.036	5.088
Viga 7.2	Mín.	-3.806	-5.952
Viga 7.3	Máx.	6.660	1.593
Viga 7.3	Mín.	-2.273	-7.645

Tomado de: Elaboración Propia

Para estas vigas se plantea un armado similar al de la viga anterior:

1  $\square$  3/8":10@0.10,Rto@.20 c/ext

De cálculos pasados se tienen las siguientes resistencias a fuerza cortante:

$$\emptyset V_{n_{10\text{ cm}}} = 0.85 * (26.24 + 8.45) = 29.5\text{ tn}$$

$$\emptyset V_{S_{20\text{ cm}}} = 0.85 * (13.12 + 8.45) = 18.33\text{ tn}$$

Con la capacidad que tienen las secciones con espaciamientos a 10 y 20 centímetros, se puede afirmar que éstas bastan para soportar los valores máximos de la envolvente de fuerza cortante.

Para continuar se encontraron los siguientes valores de capacidad que se muestran en la Tabla 53.

TABLA 53. Determinación de las cortantes por capacidad para los tramos de la viga N° 7

	Tramo 2		Tramo 3	
Acero Colocado + (cm <sup>2</sup> )	4.00	5.29	5.29	6.00
Mn + (tn*m)	7.08	9.22	9.22	10.38

Acero Colocado - (cm <sup>2</sup> )	7.29	5.29	4.00	4.00
Mn - (tn*m)	12.42	9.22	7.08	7.08
Ln (m)	2.53		3.02	
(Mn <sub>d</sub> +Mn <sub>i</sub> ) /Ln	8.56		5.78	
(Mn <sub>i</sub> +Mn <sub>d</sub> ) /Ln	6.44		5.40	
V <sub>iso máx</sub> (tn)	0.857		3.564	
V <sub>u cap</sub> (tn)	9.41		9.34	

Tomado de: Elaboración Propia

De la Tabla 53 se extraen los valores máximos de cortante última por capacidad. Estos son 9.41 y 9.34 toneladas respectivamente. Nuevamente al comparar los valores finales de cortante por capacidad máxima con los valores que resisten las secciones comunes para esta viga, se aprecia que la demanda es lo suficientemente baja como para realizar un reajuste en los espaciamientos de los estribos. Es importante destacar que la cortante última de capacidad está limitada por 3 veces la cortante sísmica para la Norma del 2019.

#### 8.4 Control de Fisuraciones

De acuerdo a la Norma E.060 en su artículo 9.6.2.1 no se requiere verificar deflexiones cuando el peralte de la viga cumpla con los siguientes requisitos:

- $h_{\min} = L/16$ , en caso se tenga vigas simplemente apoyadas
- $h_{\min} = L/18.5$ , en caso se tenga vigas con un extremo continuo
- $h_{\min} = L/21$ , en caso se tenga vigas con ambos extremos continuos
- $h_{\min} = L/8$ , en caso se tenga vigas en voladizo

Es importante destacar que en ese mismo artículo se comenta que esto es solo aplicable a concreto convencional con un peso específico de alrededor de 2300 kg/cm<sup>3</sup> y acero de refuerzo de grado 60.

En el capítulo de predimensionamiento, se emplearon valores sugeridos por el profesor Antonio Blanco. Estos valores son precisamente los requeridos para evitar deflexiones excesivas en las vigas y losas. Cuando se realizó el predimensionamiento, se cumplió estrictamente con dichos valores; por lo tanto, no será necesario verificar si existen deflexiones excesivas en las vigas.

## Capítulo 9: Diseño de Columnas

En este noveno capítulo, damos continuidad al proceso de diseño, ahora enfocándonos en los elementos verticales de la superestructura: las columnas. Tras completar el diseño de los componentes horizontales, nos adentramos en la siguiente fase del análisis. Este capítulo marca un hito significativo en el desarrollo de nuestra tesis, ya que la atención se desplaza hacia la configuración y optimización de las columnas.

En línea con este enfoque, haremos uso del modelo tridimensional que se empleó en el capítulo 5 para el análisis sísmico. Sin embargo, en esta ocasión, la extracción de datos se centrará en los momentos y fuerzas axiales derivados de las cargas sísmicas. Cabe resaltar que las cargas axiales originadas por la gravedad fueron detalladas en el capítulo 4, específico para el análisis gravitacional. Con esta base, nos sumergiremos en el diseño detallado de las columnas, aprovechando la información acumulada hasta este punto para tomar decisiones informadas y robustas.

### 9.1 Consideraciones Normativas

Este subcapítulo detalla las pautas normativas y consideraciones clave para el diseño de columnas, incluyendo cargas de diseño, coeficientes de seguridad y limitaciones de dimensiones. La información aquí presentada es esencial para profesionales en ingeniería civil dedicados al diseño y análisis de columnas en diversas aplicaciones.

#### 9.1.1 Disposiciones para el diseño sismorresistente.

De igual manera que para las vigas, se tiene en el capítulo 21 de la Norma E.060, ciertas consideraciones especiales que se debe tener al diseñar columnas que destinen el diseño a uno que sea capaz de resistir fuerzas sísmicas de manera satisfactoria. En ese sentido, cuando se tiene un sistema de muros estructurales se tienen las siguientes consideraciones:

- Los límites de cuantía de acero para una columna son 1% y 6%, en caso se sobrepase 4% se requiere hacer el detalle de la unión columna-viga

- Se poseen zonas confinadas en los extremos de las columnas ( $L_o$ ) cuya longitud debe ser el mayor de los siguientes valores:
  - a)  $1/6 L_n$
  - b) Máx (b, h)
  - c) 50 cm
- Dentro de la zona de confinamiento el espaciamiento de los estribos debe ser por lo menos:
  - a) 8db de la barra longitudinal de menor sección
  - b)  $1/2$  la menor dimensión sección transversal
  - c) 10 cm
- Fuera de la zona de confinamiento los espaciamientos no deben ser mayores a los siguientes valores:
  - a) **12 db de la barra longitudinal de menor sección**
  - b) 48 db de los estribos
  - c) Menor sección transversal
  - d) 30 cm

(En los casos resaltados son consideraciones tomadas de la norma correspondiente al año 2019.)

### **9.1.2 Diagrama de interacción.**

Dentro del ámbito del diseño de columnas, emerge un concepto esencial conocido como "Diagramas de Interacción". Este subcapítulo se adentrará en la comprensión y aplicación de estos diagramas, comenzando por la definición fundamental que subyace. En su esencia, un diagrama de interacción representa un gráfico que relaciona la carga axial con el momento en una columna. Este gráfico detalla de manera específica y visualmente cómo una columna, con

su determinado refuerzo y armado, puede resistir diferentes combinaciones de cargas y momentos.

La elaboración de estos diagramas requiere un enfoque riguroso, y es aquí donde surge la importancia de identificar los puntos críticos. Estos puntos son vitales en la creación de los diagramas de interacción, ya que ayudan a delinear las capacidades y límites de la columna en función de las variables de carga y momento. Al profundizar en estos aspectos, se establecerá una base sólida para la comprensión y aplicación de los diagramas de interacción en el diseño estructural de columnas, lo que contribuirá a un análisis más preciso y confiable en la ingeniería.

Para la creación de los diagramas de interacción generados por el autor de la tesis, se considera necesario tan solo los siguientes puntos críticos:

- Compresión Pura
- Falla balanceada
- Flexión Pura
- Tracción Pura

Estos puntos se pueden ver con claridad en este esquema elaborado por el ingeniero Ottazzi en su libro Apuntes del Curso de Concreto Armado 1.

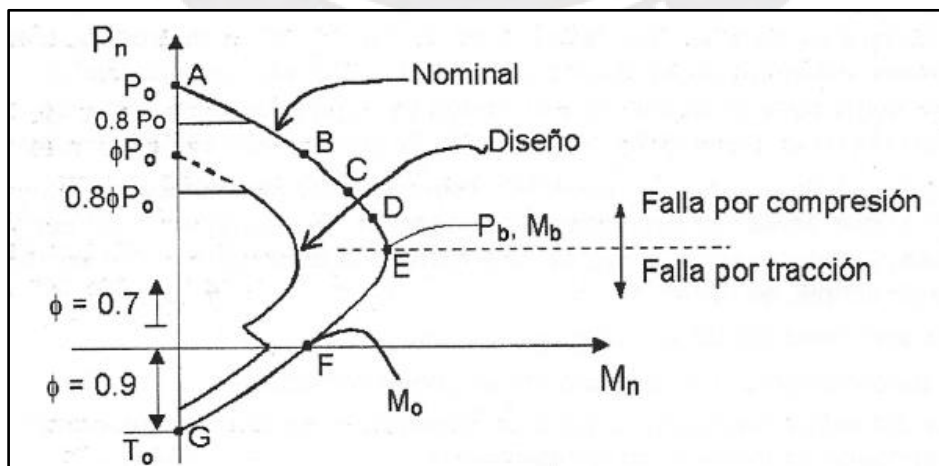


FIGURA 47. Esquema del Diagrama de Interacción  
Tomado de: "Apuntes del Curso Concreto Armado 1", por Pasino Otazzi

Los diagramas generados manualmente se realizarán tan solo para el primer ejemplo de diseño; posteriormente, para el segundo ejemplo de diseño se empleará el Section Designer, un software que genera diagramas de interacción, incorporado en ETABS.

Durante la generación de los diagramas en el software ETABS, se enfocará exclusivamente en los diagramas nominales. Sin embargo, con el propósito de mitigar los momentos y las cargas, se recurrirá a la herramienta de Microsoft Excel. En este proceso, se empleará la variación de  $\phi$ , que indica la reducción de la resistencia del momento y la carga nominales, de acuerdo con las disposiciones establecidas en la norma E.060 art. 9.3.2.2. Este enfoque permitirá llevar a cabo un análisis exhaustivo y preciso de las condiciones de carga presentes en la estructura.

$$Pn_{trans} = 0.1 * f'c * \frac{Ag}{\phi}$$

$$\phi = 0.9 - 0.2 * \frac{Pn}{Pn_{trans}}; 0 < Pn < Pn_{trans}$$

### 9.1.3 Acero mínimo y máximo en columnas.

Los límites del acero en elementos tipo columnas difieren de los calculados para elementos tipo vigas. Según el artículo 10.9.1 de la Norma E.060, se establece que el acero mínimo corresponde al 1% y el acero máximo al 6% de la sección bruta.

Por experiencia, se considera que se debe evitar valores por encima del 4% de la sección bruta. Esto se debe a que cuando se empalma en una sección, se el acero se traslapa lo que significa que en zonas de traslape el acero colocado es mayor al indicado en planos. En el artículo 12.14.4 de la norma de concreto armado, dicta que el traslape dentro de un tramo de viga o columna debe ser como máximo un 50%. Esto significa que en un caso extremo el acero real en una sección podría llegar a ser como límite un 4%.

### 9.1.4 Determinación de $\phi V_n$ en elementos sometidos a fuerza axial.

Existe algunas diferencias en lo que refiere a la determinación de resistencia a fuerza cortante. En primer lugar, se debe comprender que en una columna se tiene fuerzas axiales. Estas pueden

ser tanto de compresión como de tracción. Cuando se tienen fuerzas compresivas, estas provocan que el concreto trabaje mejor frente a fuerzas cortantes. Sin embargo, cuando se tienen fuerzas de tracción, el efecto es el contrario. Es por esta razón que la norma E.060 en su apartado 11.3.1.2 designa la manera eficiente para determinar  $V_c$  en caso de compresión:

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

En caso de tracción de la columna de acuerdo con el artículo 11.3.1.3 se obtiene  $V_c$  de esta manera:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Nu}{35 * A_g}\right) * b * d \geq 0$$

Para determinar la resistencia al corte por parte de los estribos se empelará las mismas ecuaciones que se expusieron en el capítulo 8.1.3 de consideraciones normativas relacionadas a las vigas.

### 9.1.5 Disposición de estribos.

Existen restricciones en la colocación de los estribos exigidos por los códigos de diseño para garantizar ciertas funcionalidades dentro de un elemento estructural. En el caso de las columnas, la norma E.060 en su apartado 7.10.5.3, dicta que las barras longitudinales en columnas deben estar apoyadas por un estribo en caso estén distanciadas más de 15 cm (ver Figura 48).

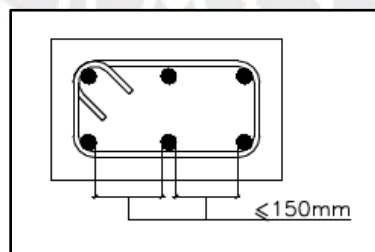


FIGURA 48. Espaciamiento máximo de acero longitudinal sin tener que colocar estribos en columnas  
Tomado de: "Norma Técnica Peruana E.060 de Concreto Armado"

Adicionalmente, se menciona en el artículo 7.10.5.4 que tanto el primer estribo como el último que se colocan a lo largo de una columna deben ser por lo menos la mitad del menor espaciamiento presente a lo largo de la misma.

### 9.1.6 Diseño por capacidad.

Siguiendo la línea de las disposiciones normativas presentadas en el capítulo referente a vigas sobre el diseño por capacidad, se procederá a examinar las directrices estipuladas por la norma E.060 en lo que respecta a la implementación del diseño por capacidad para las columnas.

En el artículo 21.4.3 se presentan las condiciones en las cuales la resistencia a cortante por capacidad debe ser la menor entre las siguientes opciones:

- a) La adición de los valores de cortante relacionados con la generación de los momentos nominales ( $M_n$ ) en ambos extremos restringidos de la luz libre del elemento (Ver Figura 49).
- b) **La cortante máxima obtenida de las combinaciones últimas considerando un factor de amplificación de para los valores de sismo en 3. (Se puede considerar a este valor como un tope máximo de fuerza cortante)**

(En los casos resaltados son consideraciones tomadas de la norma correspondiente al año 2019.)

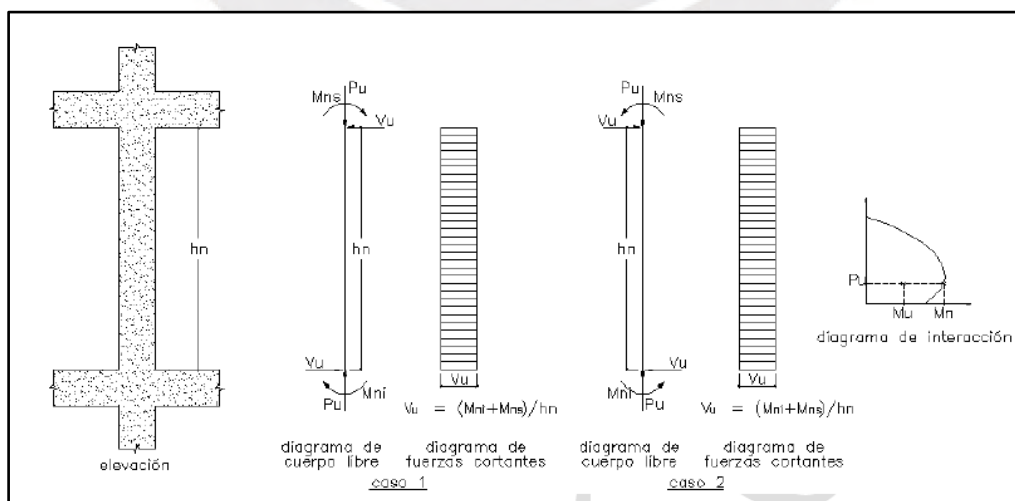


FIGURA 49. Diseño por Capacidad para Columnas  
Tomado de: "Norma Técnica Peruana E.060 de Concreto Armado"

## 9.2 Diseño por Flexocompresión

Para comenzar con el diseño, se tiene que determinar el acero longitudinal dentro de la columna. En ese sentido, para la columna central será necesario definir un acero tentativo. La metodología de diseño para columnas será el siguiente. Se verificará para todas las columnas un armado que provea el acero mínimo, 1%. Posteriormente, en caso requiera, ir aumentando progresivamente las denominaciones de acero.

Para una columna de 25 por 40, que es la columna que se diseñará, cuya ubicación se mostró en el capítulo 4, se define un 1% de acero. Es decir, se requiere  $10 \text{ cm}^2$  de acero longitudinal. Considerando barras mínimas de  $5/8''$  se define el armado inicial (Ver Figura 50).

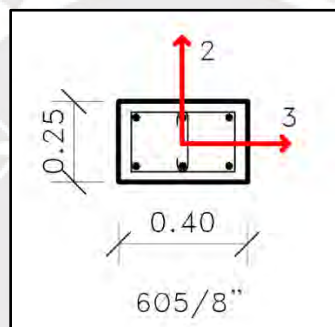


FIGURA 50. Direcciones locales y armado inicial de la columna central  
Tomado de: Elaboración Propia

Una vez determinado el armado, se debe crear el diagrama de interacción con los puntos mencionados en el apartado 9.1.2 *Diagrama de interacción* para la dirección 22. Se debe considerar el siguiente esquema tan solo como uno informativo que funcione de ejemplo de cómo debería resultar un diagrama realizado de manera manual para ser comparado posteriormente con el hallado con el ETABS. Este, sin embargo, no fue con el que se realizó el diseño final, sino con el calculado por el *Section Designer* del ETABS.

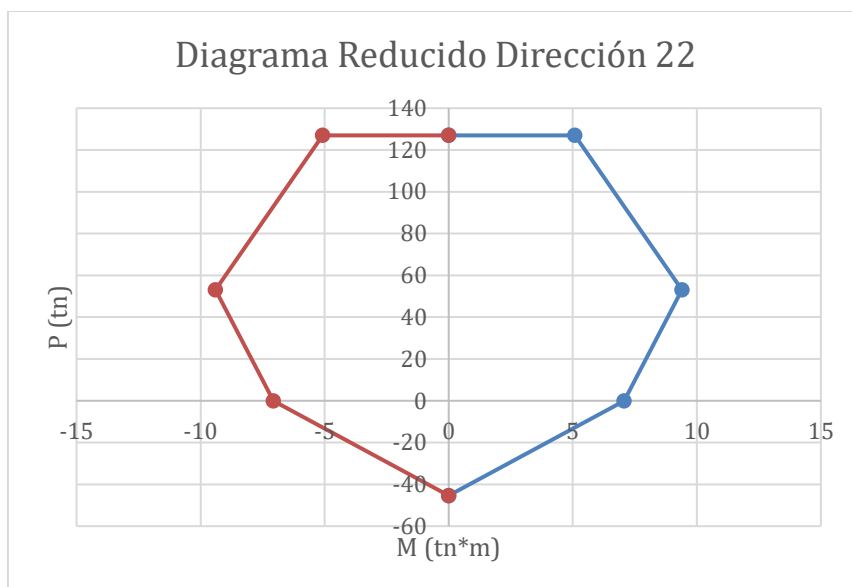


FIGURA 51. Diagrama de interacción realizado manualmente de la columna central  
Tomado de: Elaboración Propia

De esta manera se ha realizado el diagrama manualmente. Posteriormente, con ayuda del ETABS y el Excel, se podrá realizar un diagrama con más puntos para una mayor precisión.

Posteriormente, a los resultados obtenidos en el capítulo 4, es decir, los diagramas de fuerza normal, se le adiciona y combina con los resultados de fuerzas y momentos sísmicos extraídos del modelo tridimensional. De esta manera, se obtienen las combinaciones de cargas para todos los casos últimos. Para un ejemplo del diseño, se tienen las cargas para el techo N°3 en la parte inferior de la columna Tabla 54.

TABLA 54. Determinación de las combinaciones ultimas para la dirección 22 para la columna central  
(Techo 3 – parte inferior)

Sismo YY	P	M2
1.4CM+1.7CV	67.71	-4.43
1.25(CM+CV)+Sy	34.81	-1.52
1.25(CM+CV)-Sy	82.76	-6.13
0.9CM+Sy	12.76	-0.02
0.9CM-Sy	60.70	-4.62

Luego, estas combinaciones de cargas se superponen en el diagrama de interacción reducida, considerando el armado previamente planteado. Estas combinaciones representan las condiciones más demandantes para la columna. Al analizar el (ver Figura 52), se evidencia la

satisfactoria ejecución del diseño. Cabe mencionar que el acero empleado en la columna no puede reducirse, ya que se utilizó la cantidad mínima prescrita.

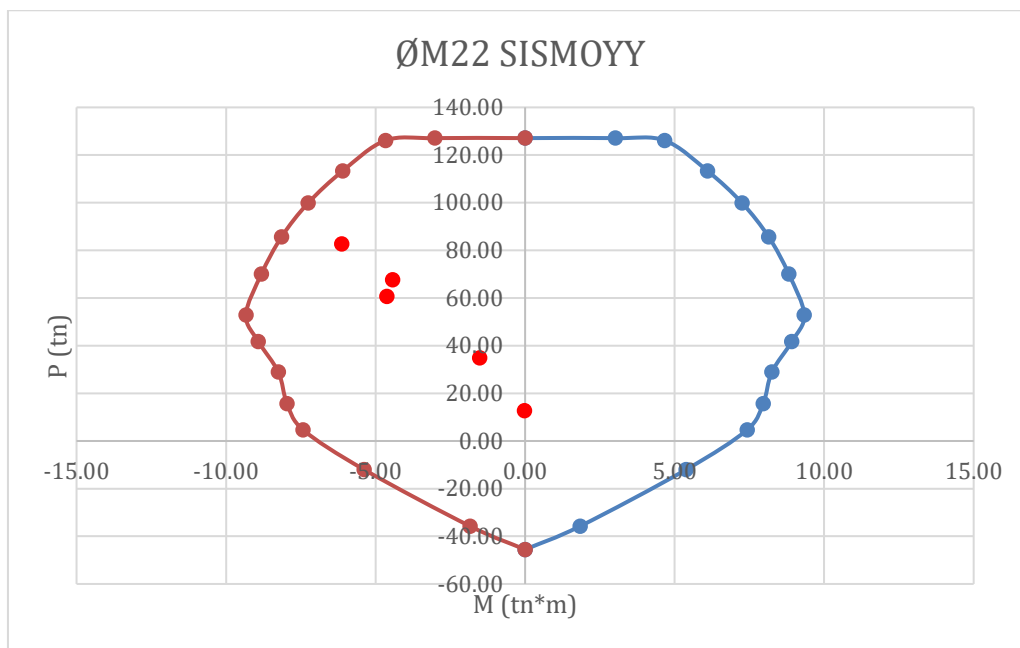


FIGURA 52. Diagrama de interacción realizado con "Section Designer" de la columna central  
Tomado de: Elaboración Propia

Este procedimiento se realiza para los dos ejes principales y para todos los techos. Posteriormente, se realizará el diseño de la columna esquinera, del cual también se realizó el análisis por gravedad en el capítulo 4. Dicha columna tiene una sección 30x90 esto equivale a 2700 cm<sup>2</sup>. El 1% de dicha sección sería 27 cm<sup>2</sup>, por lo cual se puede ver tentado a colocar 14 barras de Ø5/8" (ver Figura 53) y realizar el mismo procedimiento.

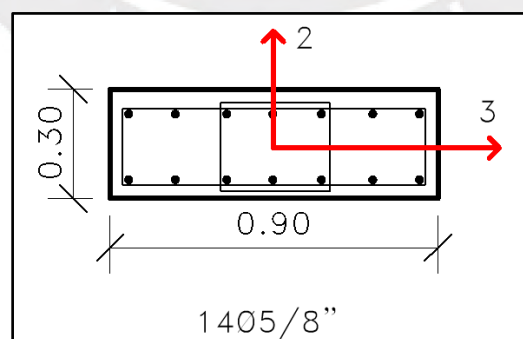


FIGURA 53. Direcciones locales y armado inicial de la columna esquinera  
Tomado de: Elaboración Propia

En este punto, se debe realizar el diagrama de interacción considerando el armado preliminar. Para este nuevo caso, se mostrará directamente el diagrama reducido generado con la ayuda

del ETABS y el Microsoft Excel. Adicionalmente, superpuesto al diagrama se podrá observar las combinaciones más desfavorables que tiene la columna ubicada en la sección inferior del primer techo (ver Figura 54).

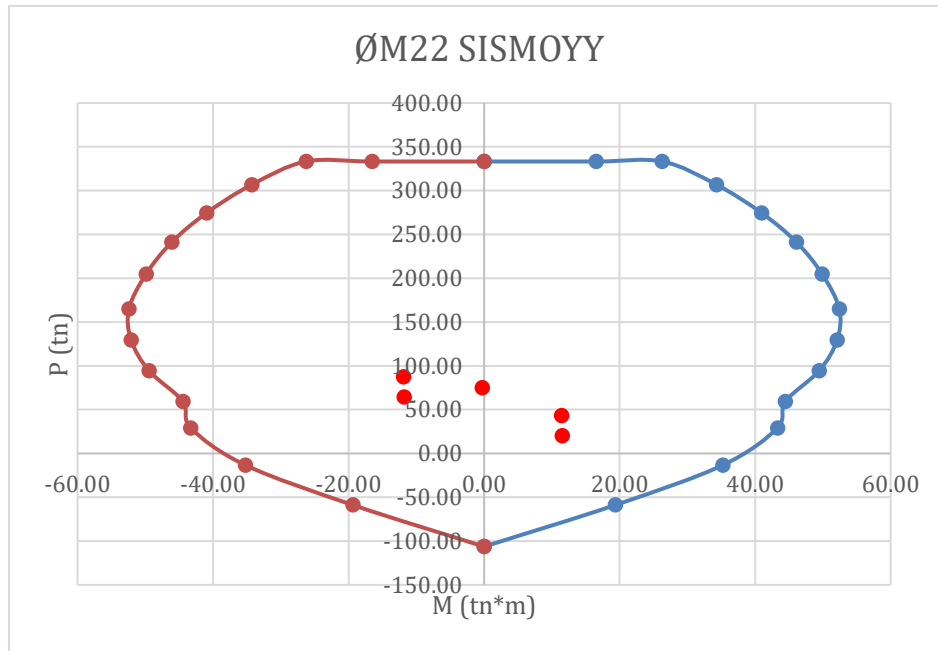


FIGURA 54. Diagrama de interacción realizado con “Section Designer” de la columna esquinera  
Tomado de: Elaboración Propia

Al examinar el diagrama en la Figura 54, se puede inferir que el refuerzo utilizado es suficiente para resistir todas las combinaciones últimas. Por lo tanto, se confirma que el refuerzo mínimo es adecuado para cumplir con los requerimientos estructurales.

### 9.3 Diseño Por Capacidad

Tratando de abarcar varios métodos de diseño, para las columnas se determinará el espaciamiento necesario de los estribos en las diferentes secciones de la columna para luego contrastar estas separaciones con el mínimo permitido por las disposiciones del diseño sismorresistente.

$$V_{u_{Cap-1}} = \frac{(12.85 + 12.85)}{2.7 - 0.5} = 12.13 \text{ tn}$$

$V_{u_{Cap-1}}$ , ha sido determinado para otra combinación de puntos últimos. En este caso, se determinó para el techo 2 en la sección inferior; así, se pudo hallar el  $M_n$  con la Figura 55, donde está presente el diagrama nominal de interacción para la columna estudiada.

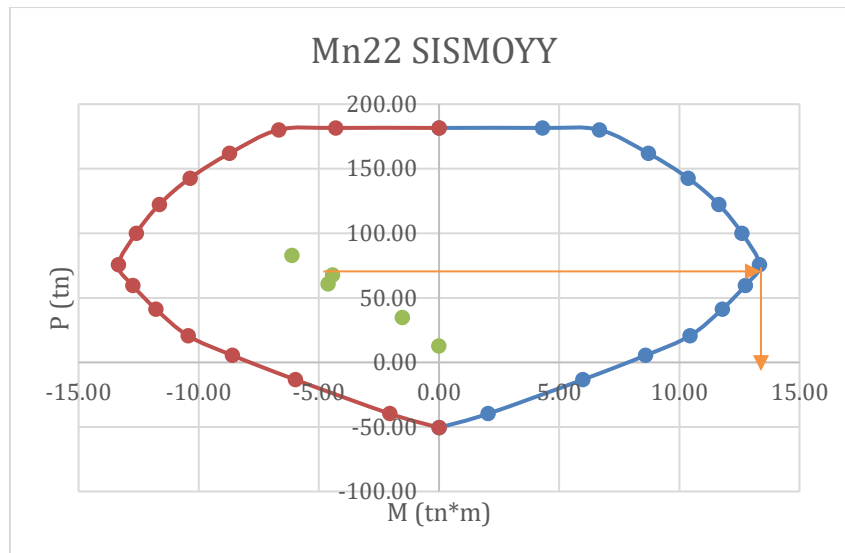


FIGURA 55. Diagrama de interacción realizado con "Section Designer" de la columna central  
Tomado de: Elaboración Propia

Además, se puede calcular  $Vu_{Cap-1}$ , con los resultados de combinaciones para el segundo techo.

$$Vu_{Cap-2} = 1.25 * (Vcm_{33} + Vcv_{33}) + 3 * Vsismo_{33} = 9.55 \text{ tn}$$

De esta manera, se puede deducir que la cortante de diseño por capacidad será finalmente 9.55 toneladas. Ahora se debe definir el espaciamiento requerido para los estribos considerando la cortante ultima hallada y un diámetro de estribo de 3/8".

Para casos de compresión en la columna, se empleará la ecuación que no considera compresión de manera conservadora. Cuando se tenga casos de flexo tracción, se empleará la ecuación para ese caso presentada al inicio de este capítulo.

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 34 = 6.53 \text{ tn}$$

$$Vs = \left( \frac{Vu}{\phi} - Vc \right) = \left( \frac{9.55}{0.85} - 6.53 \right) = 4.71 \text{ tn}$$

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 34}{4705} = 43.10 \text{ cm}$$

Este hipotético armado también soporta íntegramente todas las cortante ultimas obtenidas por el análisis, pues se trabajó con la máxima fuerza cortante determinada por el análisis. Finalmente, bastaría con un espaciamiento de estribos de 3/8" de 43.10 centímetros. Sin

embargo, de acuerdo a las disposiciones para el diseño sismo resistente se brindan restricciones para el armado mínimo de estribos.

En primer lugar, se define la longitud de la zona de confinamiento en las columnas. Este debe ser por lo menos:

- $L_n/16 = 2.2/16 = 13.75$  cm
- $\text{Máx} (25,40) = 40$  cm
- 50 cm

Se tiene entonces que  $L_o=50$  cm.

El espaciamiento mínimo dentro de la zona de confinamiento debe ser el menor de los siguientes valores:

- $8d_b = 8*5/8*2.54 = 12.7$  cm
- $\text{Mín} (25/2, 40/2) = 12.5$  cm
- 10 cm

El espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento debe ser el menor de los siguientes valores:

- $12 d_b = 12*5/8*2.54 = 19.05$  cm
- $48 d_b = 48*3/8*2.54 = 45.72$  cm
- $\text{Mín} (25, 40) = 25$  cm
- 30 cm

Finalmente, con estos espaciamientos, todos mayores a 43.10, se puede soportar íntegramente la demanda solicitada por el diseño por capacidad. De esta manera, se diseña el resto de secciones de la columna y el armado final para todas las secciones de todos los Techos es el que se muestra en la Figura 56.

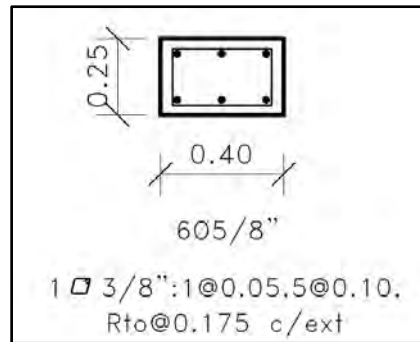


FIGURA 56. Armado final (estribos y acero longitudinal) de la columna central  
Tomado de: Elaboración Propia

Para el armado final, también se tuvo en cuenta la disposición de estribos requerida, de acuerdo a lo explicado en el apartado 9.1.5 de esta tesis.

Para finalizar el capítulo, se realizará el diseño por capacidad de la columna esquinera que se enunció en el capítulo 4. Para realizar el diseño, se mostrarán directamente los resultados de cortante última por capacidad, teniendo en cuenta que el procedimiento para calcular estos datos fueron los mostrados anteriormente.

$$Vu_{cap-1} = \frac{(63.49 + 63.49)}{2.7 - 0.5} = 57.72 \text{ tn}$$

$$Vu_{cap-2} = 1.25 * (V_{cm_{33}} + V_{cv_{33}}) + 3 * V_{sismo_{33}} = 14.16 \text{ tn}$$

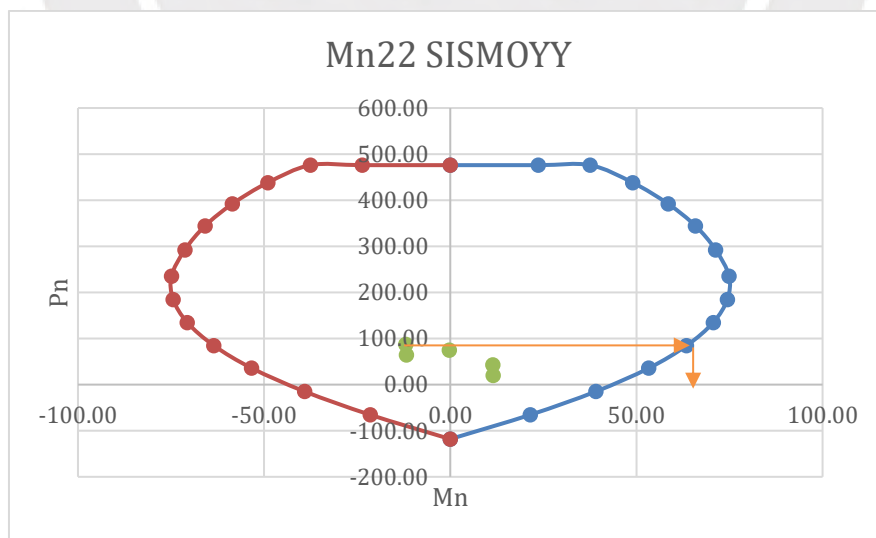


FIGURA 57. Diagrama de interacción realizado con "Section Designer" de la columna Esquinera  
Tomado de: Elaboración Propia

De esta manera se ha podido obtener que el  $Vu_{cap}$  es igual a 14.16 toneladas al ser el menor valor de los dos calculados. Por lo tanto, se puede deducir lo siguiente:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 34 = 19.35 \text{ tn}$$

$$V_s = \left( \frac{V_u}{\phi} - V_c \right) = \left( \frac{14.16}{0.85} - 19.35 \right) = -2.69 \text{ tn}$$

Al tener que  $V_s$  es negativo se puede inferir que no es necesario aporte de estribos a la resistencia por corte. Sin embargo, de acuerdo a las disposiciones sísmicas, se debe colocar un mínimo de estribos en las columnas. Para ello se obtiene la longitud de confinamiento y los espaciamientos mínimos dentro de  $L_o$  y máximos fuera de la zona de confinamiento.

- $L_o = 90 \text{ cm}$
- $S \text{ mín.} = 10 \text{ cm}$
- $S \text{ máx} = 19.05$

Así se tiene el armado final de la columna en la Figura 58.

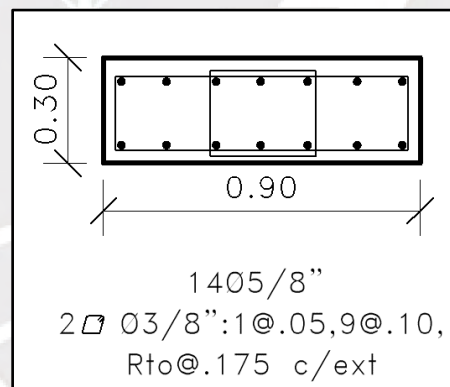


FIGURA 58. Armado final (estribos y acero longitudinal) de la columna central  
Tomado de: Elaboración Propia

## Capítulo 10: Diseño de Placas

El capítulo 10 se centra en el diseño de muros estructurales, elementos cruciales que desempeñan un papel fundamental en la absorción de fuerzas cortantes, especialmente en eventos sísmicos. Estos muros también deben ser capaces de soportar cargas axiales y momentos de flexión. El diseño se basa en análisis previos realizados en capítulos anteriores, que incluyeron el análisis de cargas de gravedad y sismo. En este capítulo, se explorarán las disposiciones del capítulo 21, que establece las pautas sismorresistentes. Se prestará especial atención a la necesidad de incluir elementos de borde, y se verificará esta necesidad en la sección de consideraciones normativas. El objetivo es diseñar muros estructurales que cumplan con los requisitos normativos y que proporcionen seguridad y estabilidad a la estructura en su conjunto.

### 10.1 Disposiciones para el Diseño Sismorresistente y Consideraciones Normativas

Es esencial señalar que las consideraciones que ya han sido exploradas en secciones previas no serán reiteradas en este apartado. En este caso, nuestro enfoque se dirigirá principalmente a la metodología utilizada para verificar la necesidad de elementos de borde, así como a las directrices establecidas por la normativa con respecto al armado de estos elementos. A través de esta sección, se busca brindar una visión integral de las disposiciones normativas aplicables al diseño de muros, destacando especialmente los aspectos cruciales que afectan a la estabilidad y seguridad de la estructura.

#### 10.1.1 Determinación de $\phi V_n$ .

Anteriormente, se ha podido determinar la resistencia a la fuerza cortante por parte de elementos de concreto armado. Sin embargo, para los muros estructurales tiene ciertas diferencias por la diferencia entre elementos tipo viga y tipo “Shell”. En primer lugar, para la determinación del aporte de concreto el artículo 11.10.5 dicta lo siguiente:

$$V_c = A_c w * (\alpha * \sqrt{f'_c})$$

Dónde:

$$Acw = b * 0.8 * L$$

$$0.80; \frac{h}{L} \leq 1.5$$

$$\alpha = 1.61 - 0.54 * \frac{h}{L}; 1.5 \leq \frac{h}{L} < 2$$

$$0.53; \frac{h}{L} \geq 2.0$$

Se tiene, además, el aporte por el acero horizontal para muros esbeltos:

$$Vs = Acw * \rho h * fy$$

Dónde:

$\rho h$  = Cuantía horizontal en el muro

Finalmente, se tiene bajo ningún caso se  $Vn$  podrá ser mayor a la siguiente expresión:

$$Vn_{m\acute{a}x} = 2.6 * Acw * \sqrt{f'c}$$

### 10.1.1 Diseño por capacidad.

Dado que los muros son los principales responsables de absorber la fuerza cortante durante un sismo, resulta fundamental que su fallo ocurra por flexión en lugar de fuerza cortante. Basándonos en lo expuesto en capítulos previos, la razón primordial para la adopción del diseño por capacidad es precisamente prevenir este tipo de falla por corte. En el artículo 21.9.5.3 de la E.060, se aprecia la expresión para determinar la cortante última por capacidad. Esta se puede calcular de la siguiente manera.

$$Vu_{cap} = Vua * \left( \frac{Mn}{Mua} \right); \frac{Mn}{Mua} < R = 6$$

Este diseño se debe aplicar desde la sección crítica hasta el mayor de los siguientes valores hacia arriba y hacia abajo:

- Longitud del muro
- $Mu/4Vu$
- 2 primeros Techos

### 10.1.1 Cuantías mínimas horizontales y verticales.

Las limitaciones para la cuantía mínima tanto vertical como horizontal esta descrito en el subcapítulo 10.1 de la norma E.060. Estas limitaciones dependen del  $Vu$  máximo de diseño, estas son las siguientes.

Para la cuantía vertical:

$$\rho_v = \left\{ \begin{array}{l} 0.0015; Vu < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw \\ 0.0025 + 0.5 * \left(2.55 - \frac{h}{L}\right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025; Vu > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw \end{array} \right\}$$

Para la cuantía horizontal:

$$\rho_h = \left\{ \begin{array}{l} 0.0020; Vu < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw \\ 0.0025; Vu > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw \end{array} \right\}$$

#### 10.1.1 Elementos de borde.

Los elementos de borde, que corresponden a las esquinas armadas como columnas y desempeñan un papel crucial al soportar principalmente elevados esfuerzos normales de compresión, adquieren una significativa relevancia en el diseño de muros. En la norma E.060, específicamente en su artículo 21.9.7.4, se pone de manifiesto la importancia de la determinación de la profundidad del eje neutro en muros de concreto armado. A partir de esta información, es posible establecer con precisión las dimensiones que habrán de adoptar estos elementos de borde. Este aspecto cobra una especial importancia en el proceso de diseño, ya que asegura la integridad estructural y la capacidad de resistencia adecuada en situaciones de carga axial y compresión.

La profundidad eje neutro se puede calcular considerando deformaciones planas en la sección crítica del muro para la máxima carga axial ultima y su respectivo momento nominal. Sin embargo, este proceso es tedioso para muros complejos asimétricos. Por ello, el Doctor Jack Moehle en su artículo *“Simplified Method for Calculating the Neutral Axis Depth in Reinforced*

*Concrete Walls*” de la revista “*Journal of Structural Engineering*”, propone la siguiente expresión simplificada para la determinación de la profundidad del eje neutro.

$$C = \frac{Pu + (As)(fy) + (\rho h)(t)(L)(fy) - (A's)(fy)}{0.85(f'c)(t)\beta_1 + 2(\rho h)(t)(fy)}$$

Dónde:

$A_s$ : Área de acero concentrado que trabaja a tracción del núcleo confinado anterior

$A's$ : Área de acero concentrado que trabaja a compresión del núcleo confinado posterior

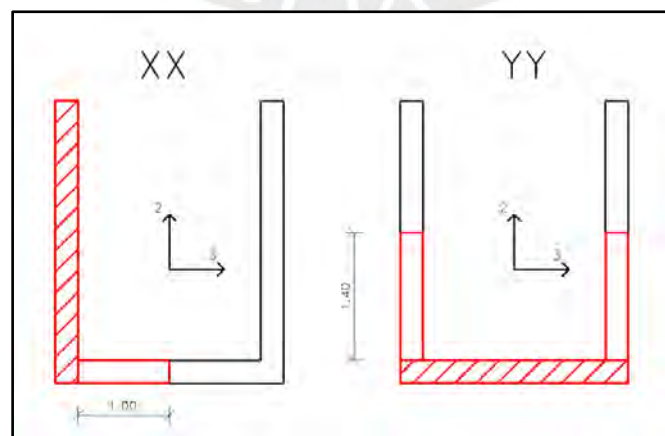
$\rho h$ : Cuantía de acero horizontal

Los elementos de borde también poseen restricciones que se deben tener en cuenta cuando se pretenda generar un armado. En primer lugar, el espaciamiento máximo del refuerzo transversal de los elementos de borde deben ser el menor de los siguientes casos de acuerdo a lo especificado en 21.9.7.6:

- 10 db barra longitudinal de menor diámetro
- La menor dimensión del elemento de borde
- 25 cm

En segundo lugar, los estribos deben estar armados de tal manera que no exista barra longitudinal continua a más de 35 centímetros que no esté apoyado por un estribo o una grapa sísmica.

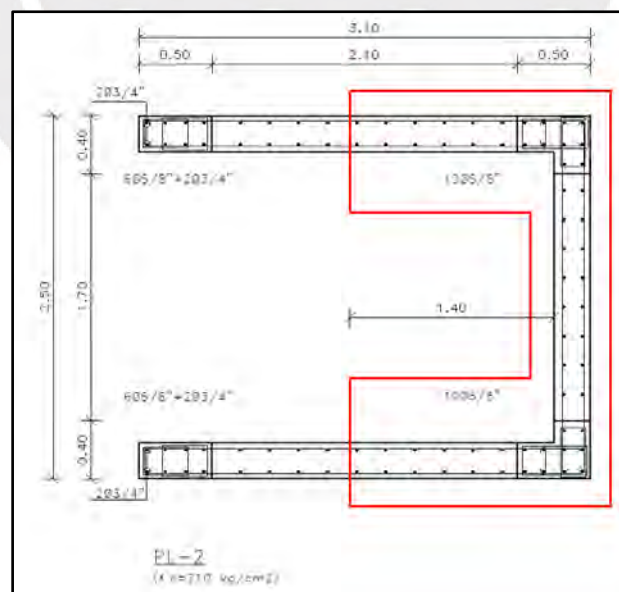
## 10.2 Diseño por Flexocompresión



*FIGURA 59.* Alma y alas consideradas para el diseño por flexocompresión  
Tomado de: Elaboración Propia

Para empezar el diseño de las placas es importante definir preliminarmente un armado para los núcleos confinados. Convencionalmente, se decide tomar 30% de la longitud de un muro, repartiendo equitativamente la distancia a cada núcleo. Este aspecto será tomando en cuenta inicialmente y más adelante será corroborado con la determinación de la profundidad del eje neutro. Además, la norma menciona que cuándo una placa tiene alas en los extremos se debe considerar tan solo un 10% de la altura total del muro o hasta la mitad del muro a ser considerado. Esto se puede analizar en la Figura 59. El muro tiene una altura de 14.1 metros lo que quiere decir que se debe tomar 1.4 metros desde la cara del alma.

Por un lado, en la dirección XX, se podría considerar poder tomar toda la placa, al ser este simétrico. Además, la ubicación central de la placa también contribuye a que las cargas que soporta sean simétricas. Es por ello, que para la dirección XX se considerará emplear toda la longitud de la placa. Por otro lado, en la dirección YY, se considerará tan solo la longitud permitida, es decir desde el alma se tomará 1.4 metros en total tal como se muestra en (ver Figura 60).



*FIGURA 60.* Sección considerada para el diseño por flexocompresión en la Placa 2 en “YY” y su armado  
Tomado de: Elaboración Propia

Se debe considerar a la Figura 60 solo como una referencia para el cálculo del acero longitudinal, mas no como un armado final; en caso se requiera observar el armado final, se debe consultar los planos finales destinados para la construcción adjuntos posteriormente.

De esta manera, se puede obtener el armado de la Figura 60. En este armado, se ha decidido mantener un mínimo de acero en los núcleos confinados análogamente a las columnas. Sin embargo, buscando un armado óptimo se aumentó el acero en algunas zonas. Se consideró también un 15% de longitud para cada núcleo confinado.

Anteriormente, en el capítulo 5 se evaluó la posibilidad de que exista redundancia en esta placa central. Se evaluó y se determinó que en ambos sentidos se poseía redundancia, por lo que, para las cargas últimas se ha considerado amplificar en 1.25 las cargas cortantes y de momento flector. Teniendo esto en cuenta se enmarcan las cargas últimas de la base del primer techo en los diagramas reducidos tanto para sismo XX (ver Figura 61) como para sismo YY (ver Figura 62). Estos diagramas fueron generados con ayuda de Section Designer de ETABS y reducidos manualmente con el empleo de Microsoft Excel con la variación de  $\emptyset$  que dicta la norma.

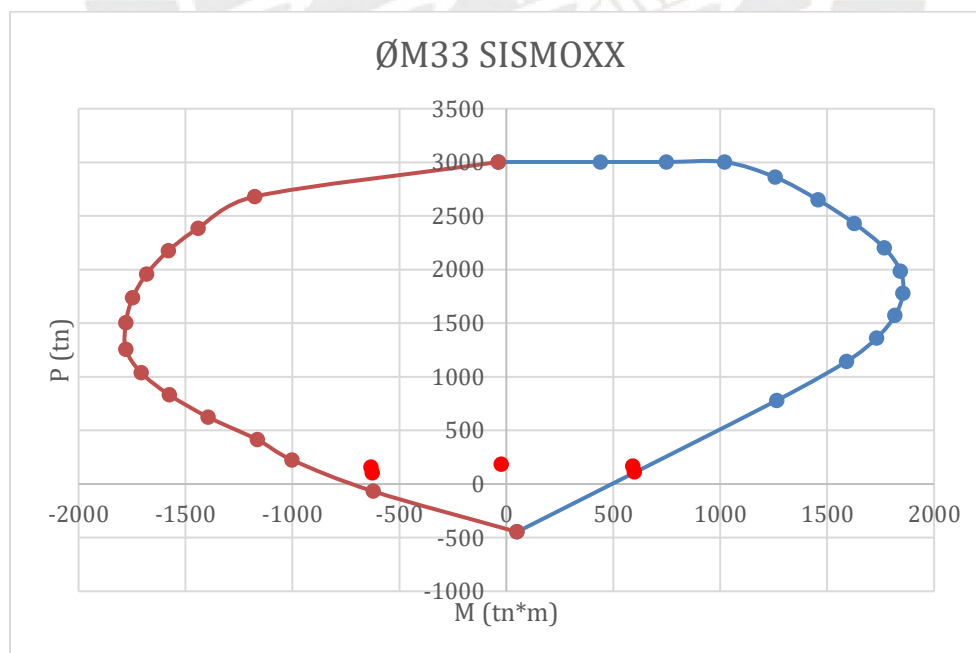


FIGURA 61. Diagrama de Interacción de la Placa 2 para la dirección 33 con cargas del sismo "XX"  
Tomado de: Elaboración Propia

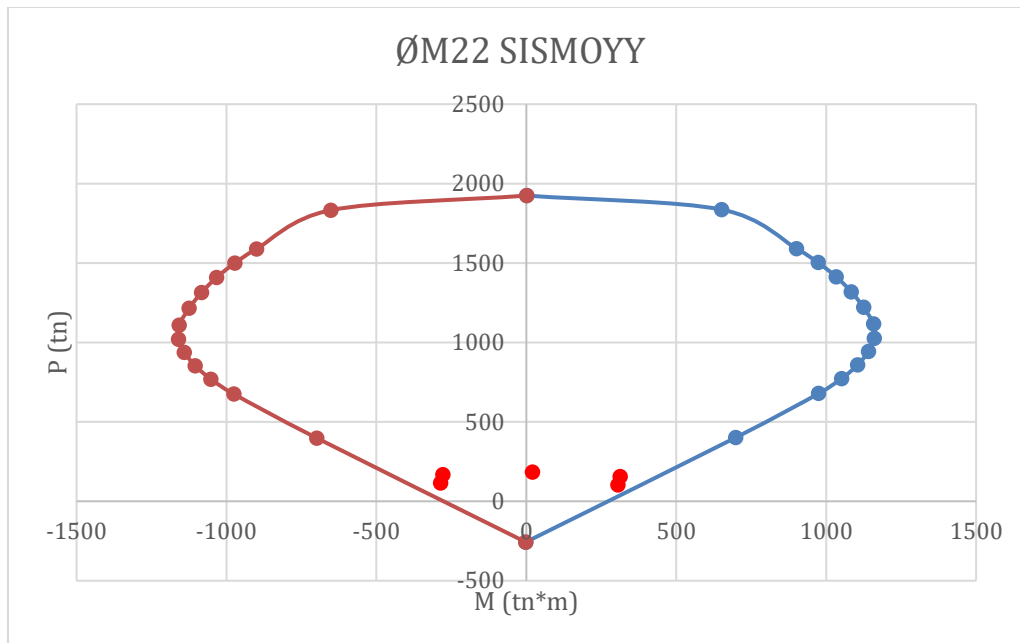


FIGURA 62. Diagrama de Interacción de la Placa 2 para la dirección 22 con cargas del sismo "YY"  
Tomado de: Elaboración Propia

De esta manera, revisando las Figuras 61 y 62 con las cargas últimas sobre los diagramas se puede determinar que el armado es el idóneo para el diseño por flexo compresión. Se comenta de ambos gráficos, que los diagramas reducidos son lo suficientemente resistentes para soportar con poco margen las combinaciones últimas. Esto es especialmente conveniente, pues al reducir la resistencia longitudinal de la sección se previenen fallas por corte.

Continuando con el diseño, ahora es necesario realizar el diseño de la placa lateral mostrada en el capítulo 4. Para diseñar esta placa no se realizará demasiado detalle, como para los elementos en flexocompresión anteriores. La placa en cuestión tiene una longitud de 2.5 metros, comparada con los 14.1 metros de altura, lo que resulta en una relación  $h/L$  de 5.64, es decir un muro esbelto. Al ser un muro esbelto, se considerará un diseño por flexocompresión como anteriormente se propuso. Para los nudos confinados se propone inicialmente de 15% de la longitud y también un acero mínimo en los nudos confinados, análogamente a las columnas. Así se propone el primer armado en la Figura 63.

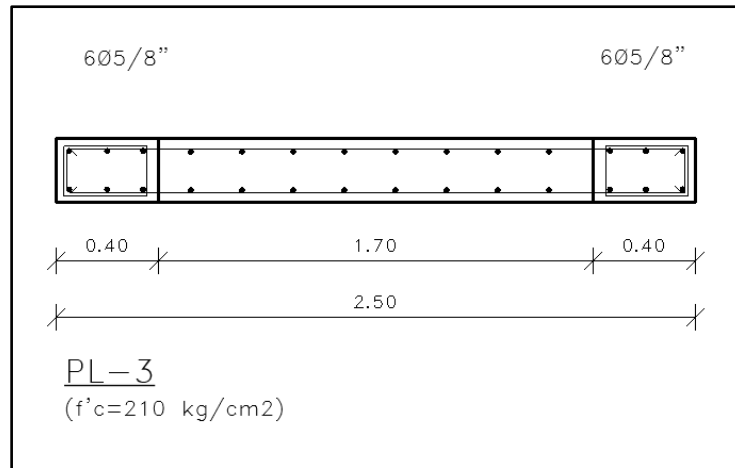


FIGURA 63. Armado inicial para la Placa 3  
Tomado de: Elaboración Propia

A este armado se le genera su respectivo diagrama reducido con el Section Designer del ETABS. De esta manera, y superponiendo las combinaciones últimas en el diagrama se puede verificar si el armado es el idóneo (ver Figura 64).

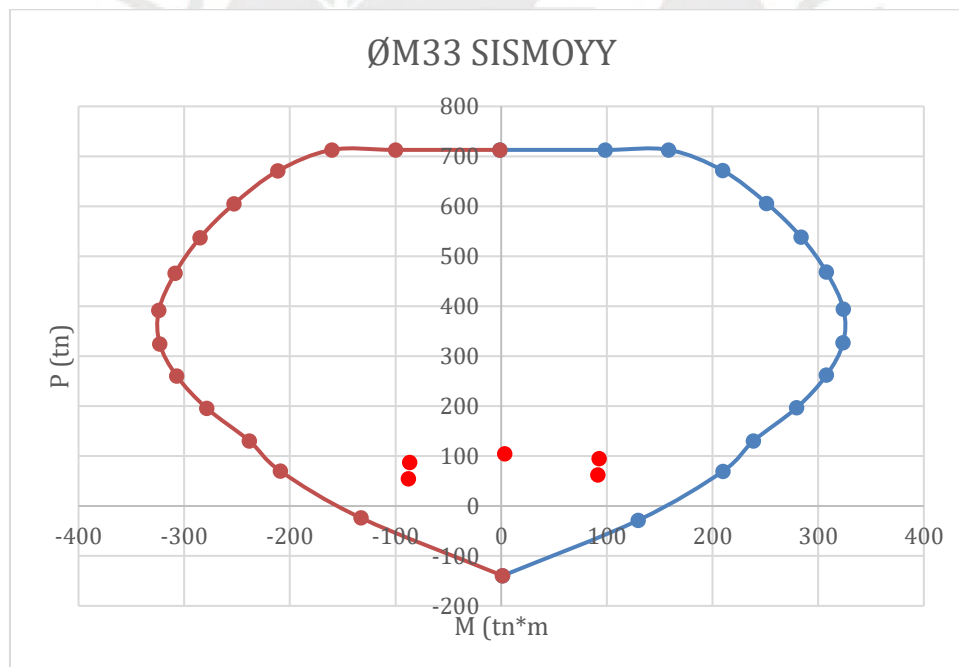


FIGURA 64. Diagrama de Interacción de la Placa 3 para dirección 33 con cargas del sismo "YY"  
Tomado de: Elaboración Propia

Finalmente, verificando el armado para las combinaciones últimas correspondiente a la sección crítica de la placa, es decir, la base del primer techo, se afirma que el armado es suficiente. En el diagrama se puede observar el existe cierta capacidad extra; es decir, se podría reducir el

acero longitudinal. Sin embargo, ello implicaría reducir el acero a menos de 1% lo cual no está permitido según lo mencionado en el apartado 10.16.8.6 de la norma E.060

### (American Concrete Institute (ACI), 2019) 10.3 Diseño por Capacidad

Para comenzar con el diseño por capacidad de la placa central, es necesario determinar en primer lugar el máximo momento nominal de un caso sísmico. Esto es necesario para determinar la cortante última de capacidad; es por ello que fue necesario determinar primero el armado longitudinal de los muros. Posteriormente, se debe determinar la sección crítica para fuerza cortante por capacidad. Para la placa central, esta sección crítica se encuentra en el techo 2. Es por esta razón que se tiene el diagrama de interacción nominal para la dirección 33 correspondiente al sismo XX (ver Figura 65).

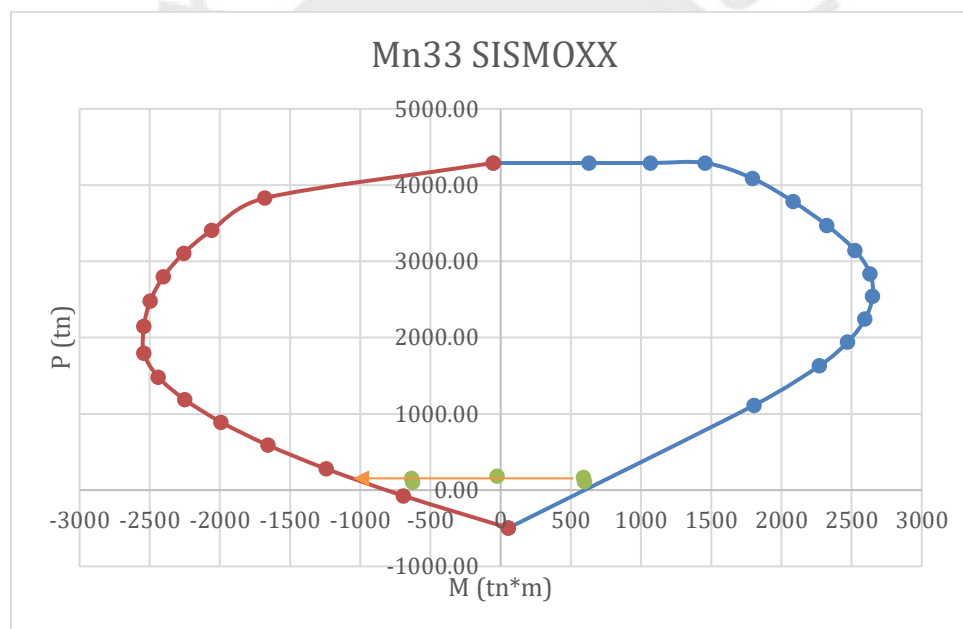


FIGURA 65. Determinación de Mn para la Placa 2  
Tomado de: Elaboración Propia

Verificando la Figura 65, se puede determinar que el máximo momento nominal que para el segundo techo en la dirección 33 es 1000 tn\*m. De manera similar se halla el momento nominal para la dirección 22 y es de 425 tn\*m. Continuando con el diseño, se extrae del análisis la cortante y momento último para las direcciones pertinentes.

Dirección 22:

$$Vu_{22-sismoXX} = 86.93 \text{ tn}$$

$$Mu_{33-sismoXX} = 340.42 \text{ tn} * m$$

$$Vu_{22-cap} = 86.93 * \frac{1000}{340.42} = 255.4 \text{ tn}$$

De esta manera se puede continuar con el diseño para la dirección 22:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * 25 * 570 = 87.6 \text{ tn}$$

$$Vs = \frac{Vu}{0.85} - Vc = 212.9 \text{ tn}$$

$$Vs = 212.9 \text{ tn} = Acw * fy * \rho h$$

$$\rho h = 0.004447 > 0.0025$$

$$\rho h = 0.004447 = \frac{100}{S} * \frac{2 * 1.29}{25 * 100} \rightarrow S = 23.2 \approx 22.5 \text{ cm } (\text{Ø}1/2'')$$

De esta manera se puede continuar con el diseño para la dirección 33 de manera análoga a lo hallado para la dirección 22:

$$\rho h = 0.005450 = \frac{100}{S} * \frac{2 * 1.29}{25 * 100} \rightarrow S = 18.9 \approx 17.5 \text{ cm } (\text{Ø}1/2'')$$

Con el fin de uniformizar el acero se decide colocar en ambas alas acero de 1/2" cada 17.5 centímetros. Debido a que esta sección es crítica, este será el acero correspondiente a los dos primeros Techos. Para todas las placas analizadas, la altura hasta la que se debe realizar el diseño por capacidad es de 6 metros, es decir los dos primeros Techos.

En la determinación de la cuantía vertical, se dispondrá tan solo de la mínima. Para determinar ello, se determina primero  $Vu$  limite.

$$Vu_{lim-22} = 0.27 * \sqrt{210} * 570 * 0.8 * 25 = 44.6 \text{ tn}$$

$$Vu_{lim-33} = 0.27 * \sqrt{210} * 225 * 0.8 * 25 = 17.6 \text{ tn}$$

Para ambos casos,  $Vu$  supera al límite, por lo que,

$$\rho v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.55 - \frac{14.1}{5.70}\right) (0.0056 - 0.0025) = 0.002631 \geq 0.0025$$

$$\rho v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.55 - \frac{14.1}{2.25}\right) (0.0056 - 0.0025) = -0.0038 \rightarrow 0.0025$$

Si se considera varillas de 3/8" y un espaciamiento de 20 centímetros:

$$\rho_v = \frac{100}{20} * 2 * .71 * \frac{1}{25 * 100} = 0.00284$$

Continuando con el diseño, ahora se mostrará un resumen del diseño por capacidad de la placa lateral, cuya ubicación se muestra en el capítulo 4. Una vez conocido el armado que tendrá la placa, se puede determinar el momento nominal máximo asociado a su combinación sísmica más desfavorable (ver Figura 66), 250 tn\*m.

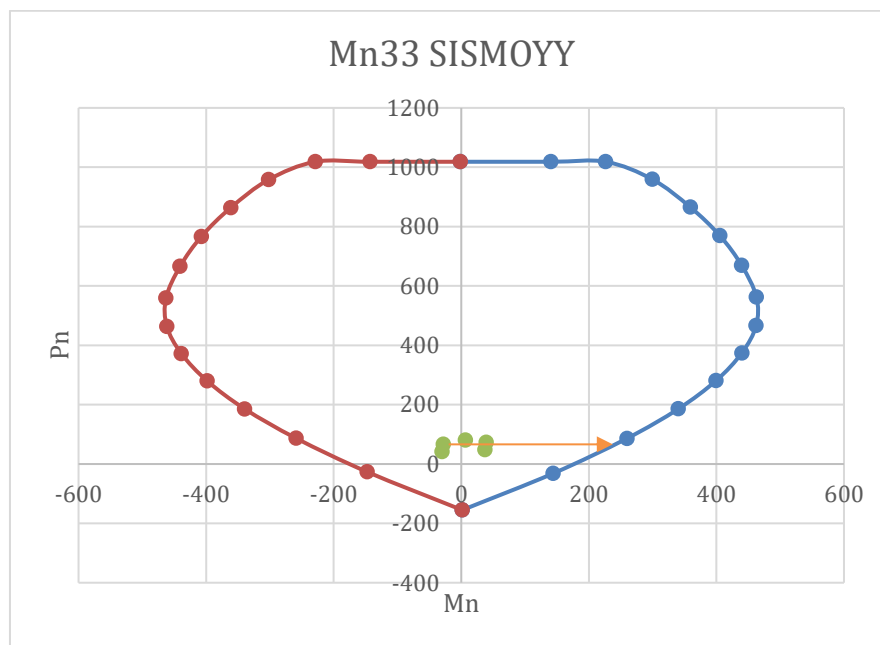


FIGURA 66. Determinación de Mn para la Placa 3  
Tomado de: Elaboración Propia

Dirección 22:

$$Vu_{22-sismoXX} = 14.39 \text{ tn}$$

$$Mu_{33-sismoXX} = 33.62 \text{ tn} * m$$

$$Vu_{22-cap} = 14.39 * \text{MIN} \left( \frac{250}{33.62}, 6 \right) = 84.6 \text{ tn}$$

De esta manera se puede continuar con el diseño para la dirección 22:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * 25 * 250 = 38.40 \text{ tn}$$

$$Vs = \frac{Vu}{0.85} - Vc = 61.13 \text{ tn}$$

$$V_s = 61.13 \text{ tn} = A_{cw} * f_y * \rho h$$

$$\rho h = 0.002911 > 0.0025$$

$$\rho h = 0.002911 = \frac{100}{S} * \frac{2 * 0.71}{25 * 100} \rightarrow S = 19.51 \approx 17.5 \text{ cm } (\text{Ø}3/8")$$

Se decide colocar el acero horizontal cada 15 centímetros para que estos se puedan intercalar con los estribos de los núcleos confinados.

#### 10.4 Verificación de los Elementos de Borde

Para la determinación de la profundidad del eje neutro ( $c$ ) se debe considerar lo expuesto en el esquema (ver Figura 67). La determinación de “ $c$ ” se realizará considerando la combinación Pu-Mn que provoque que “ $c$ ” se maximice.

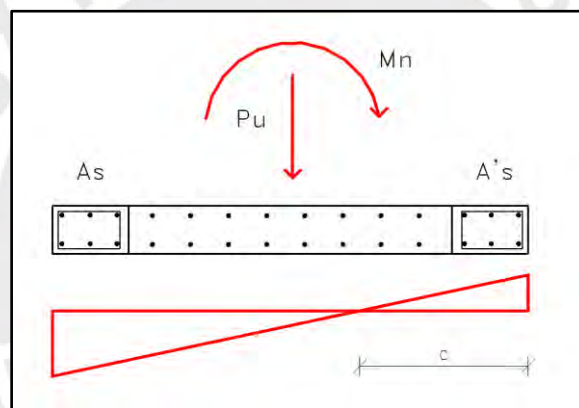


FIGURA 67. Determinación de la profundidad del eje neutro para una placa genérica  
Tomado de: Elaboración Propia

De acuerdo al artículo publicado por el doctor Moehle, para placas con acero cuasi simétrico es posible emplear la ecuación propuesta por él, una versión simplificada para la determinación de la profundidad del eje neutro.

$$c = \frac{P_u + (A_s)(f_y) + (\rho h)(t)(L)(f_y) - (A'_s)(f_y)}{0.85(f'_c)(t)\beta_1 + 2(\rho h)(t)(f_y)}$$

De esta manera se emplea esta ecuación para los armados de la placa “C” que se pueden apreciar en las Figuras 68 y 69. En estas imágenes se muestra el acero correspondiente a cada extremo de la zona a analizar y se nota que no existe demasiada diferencia entre los aceros, por lo que se puede emplear la fórmula simplificada.

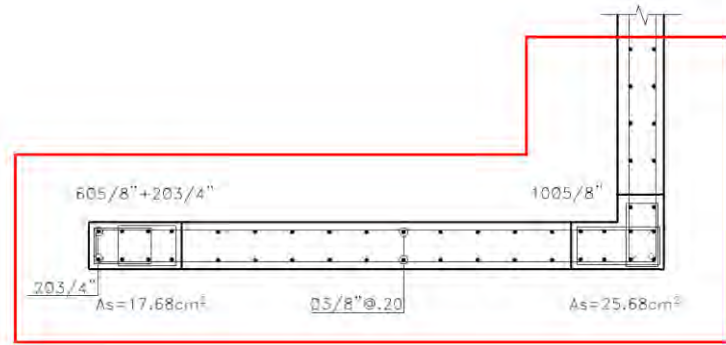


FIGURA 68. Porción de la Placa 2 considerada para la determinación del eje neutro  
Tomado de: Elaboración Propia

$$C_{22-IZQ} = 66.3 \text{ cm}$$

$$C_{22-DER} = 50.99 \text{ cm}$$

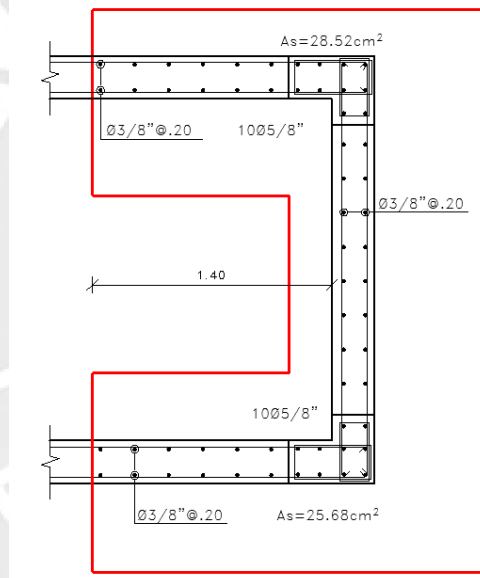


FIGURA 69. Porción de la Placa 2 considerada para la determinación del eje neutro  
Tomado de: Elaboración Propia

$$C_{33} = 54.6 \text{ cm}$$

Una vez determinada la profundidad del eje neutro, se debe comparar este con el valor límite propuesto en la norma en el artículo 21.9.7.5. Para ello, se determina los valores máximos de desplazamiento en el muro para ambas direcciones.

$$\delta_{22} = 0.022515 \text{ m}$$

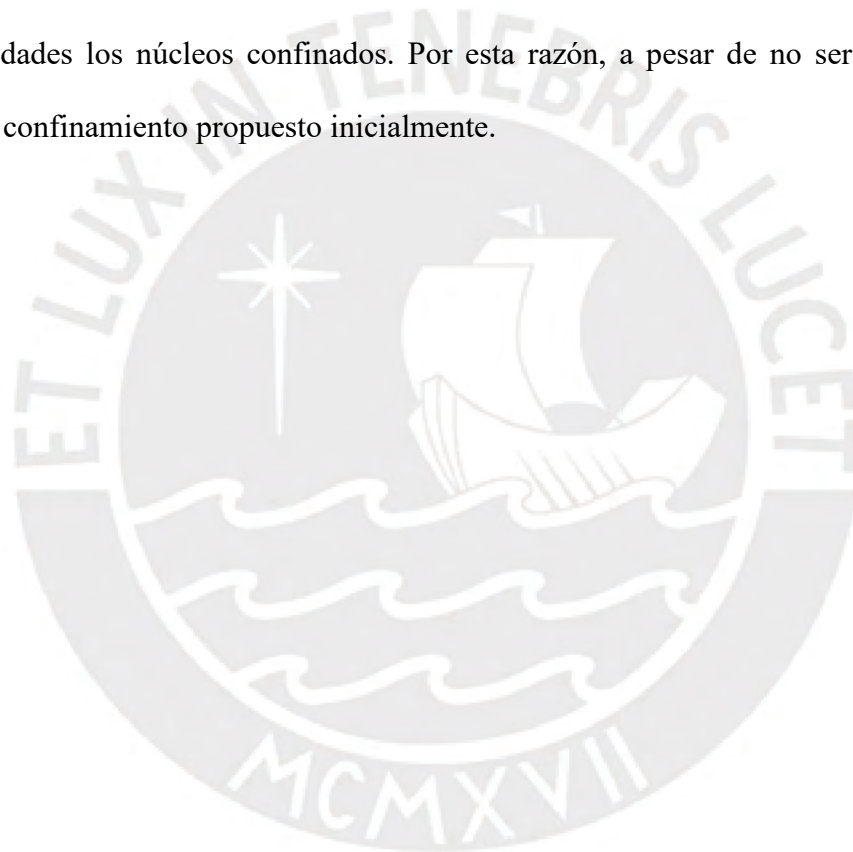
$$\delta_{33} = 0.016424 \text{ m}$$

$$c_{lim} = \frac{L}{600 * (\delta_u/h)}; \frac{\delta_u}{h} > 0.005$$

$$c_{lim-22} = 95 \text{ cm}$$

$$c_{lim-33} = 75 \text{ cm}$$

Comparando los valores de los ejes neutros, se puede determinar que ningún valor de “C” excede los valores límites, por lo que no es necesario confinar los extremos de la placa. Sin embargo, de acuerdo a “*Guidelines for the Design and Construction of Reinforced Concrete Shear Walls*” (American Concrete Institute (ACI), 2019), es recomendable confinar de acuerdo a las posibilidades los núcleos confinados. Por esta razón, a pesar de no ser necesario, se mantendrá el confinamiento propuesto inicialmente.



## Capítulo 11: Diseño de Cimentaciones

En la etapa final del proceso de diseño estructural, nos enfocamos en la planificación de las cimentaciones, con énfasis en las zapatas, que son cruciales para transmitir las cargas al suelo. El diseño se orienta a mantener los esfuerzos del suelo en límites seguros y prevenir asentamientos excesivos. Se consideran zapatas conectadas y una platea de cimentación, evaluando la viabilidad de zapatas aisladas.

Este capítulo ofrece un análisis detallado para establecer bases sólidas y duraderas para el edificio. Explora metodologías y enfoques específicos para garantizar la seguridad y funcionalidad de las cimentaciones, enriqueciendo el proceso de diseño con el uso del software SAFE.

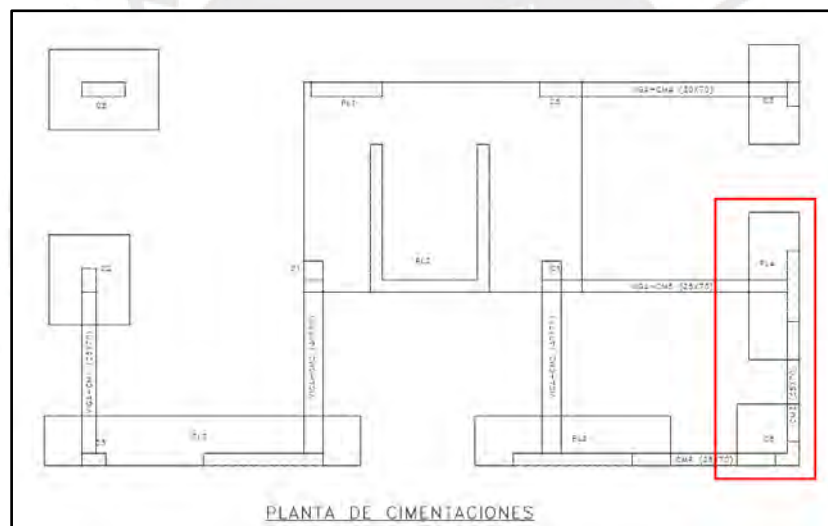


FIGURA 70. Planta de cimentaciones y resaltadas las cimentaciones cuyo diseño será detallado  
Tomado de: Elaboración Propia

En la Figura 70 se presenta la planta de cimentaciones propuesta para esta edificación. Se ha de notar que, al ser una vivienda esquinera, no se puede invadir el terreno de los vecinos hacia la parte baja y derecha de las cimentaciones, por lo que se emplearon cimentaciones excéntricas conectadas mediante vigas de cimentación. También se aprecian las cimentaciones cuyo diseño será incluido en esta memoria.

Antes del diseño, se consideran las características del suelo, influyendo en la estrategia de diseño y selección de elementos adecuados. Además, se aborda un subcapítulo de

consideraciones normativas para proporcionar un marco sólido que asegure la solidez e integridad de esta fase crucial del proyecto estructural.

### **11.1 Características de Cimentación**

Para determinar las particularidades del suelo, se llevó a cabo un estudio de mecánica de suelos (EMS) específico para el área de construcción. Este estudio proporcionó los siguientes datos:

- Tipo de suelo (E.030) S1
- Esfuerzo Admisible 3.5 kg/cm<sup>2</sup>
- Peso unitario del suelo 1.8 tn/m<sup>3</sup>
- Ángulo de reposo del suelo 28°
- Profundidad de Cimentación 1.2 m

### **11.2 Consideraciones Normativas**

En este último subcapítulo de consideraciones normativas relacionadas con las cimentaciones, se evita la repetición de disposiciones y elementos teóricos que ya han sido abordados a lo largo de esta tesis. En lugar de ello, se centrará en resaltar y detallar aquellas consideraciones específicas que aún no han sido tratadas en los capítulos anteriores.

#### **11.2.1 Resistencia al corte y punzonamiento.**

Las cimentaciones son elementos que generalmente trabajan en dos direcciones debido a sus dimensiones en planta, que son similares. Con esto en mente, en el momento del diseño, se debe realizar una verificación exhaustiva de todas las cimentaciones para asegurar que sean capaces de resistir tanto la fuerza cortante como los efectos de punzonamiento. Estos efectos de punzonamiento son más pronunciados en las conexiones entre elementos bidireccionales, como las zapatas, y elementos unidireccionales, como las columnas y placas. Por lo tanto, es esencial verificar que las zapatas tengan la suficiente resistencia para soportar los efectos cortantes en ambas direcciones.

La verificación de la resistencia al corte se lleva a cabo de manera similar a la de los elementos previamente estudiados, con la consideración de que en este caso solo el concreto es responsable de soportar la fuerza cortante. En caso de necesitar repasar este tema, se recomienda consultar la sección 8.3 de este documento. En el caso de la resistencia al punzonamiento, la norma E.060 en su acápite 11.12.2.1 menciona las ecuaciones pertinentes a la determinación de la resistencia al punzonamiento.

La resistencia del concreto a cargas de punzonamiento es el menor de los siguientes valores:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * \left(1 + \frac{\alpha * d}{b_o}\right) * 0.27 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Dónde:

$b_o$ : Área de la sección crítica que está definida como el área a  $d/2$  de la cara de las columnas y muros.

$\alpha$ : Coeficiente que varía en función de la posición de la columna. Si la columna es central, el coeficiente es 40; si es de borde, es 30; y si es esquinera, es 20.

$\beta$ : Coeficiente que es la razón entre la sección más grande y la más pequeña del elemento vertical.

### 11.3 Diseño de Cimentaciones Conectadas

Considerando que el diseño por flexión de distintos elementos se ha realizado con anterioridad en este documento, es preciso determinar que se simplificará ese diseño. Sin embargo, se tratará de realizar la verificación por corte y punzonamiento de manera más detallada teniendo en cuenta que es un proceso no empleado anteriormente.

### 11.3.1 Diseño por flexión.

Antes de proceder con el diseño por flexión de las cimentaciones, se realizará un predimensionamiento como paso previo. Este procedimiento simple servirá como punto de partida en el software SAFE. A través de un enfoque iterativo, se ha logrado obtener un volado de 80 cm para ambas cimentaciones, el cual será abordado en detalle en el proceso de diseño. Vale la pena destacar que, previo a alcanzar esta dimensión de volado, se realizó una verificación para asegurar que en ningún momento se excediera una presión de 3.5 kg/cm<sup>2</sup> en el terreno en situaciones de carga gravitacional, ni se superara 1.3 veces el coeficiente sísmico ( $q_a$ ) en condiciones de carga sísmica. Con un volado de 80 cm, se cumple además con los requisitos de longitud de desarrollo para barras de 3/4" en la parte inferior y barras de 5/8" en la parte superior.

Del modelo generado para toda la planta de cimentaciones se puede extraer los siguientes resultados se puede determinar los siguientes resultados:

$$Mu_{C5xx} = -6.368 \text{ tn} * m$$

$$Mu_{C5yy} = -6.772 \text{ tn} * m$$

$$Mu_{PL4xx} = +16.893 \text{ tn} * m$$

$$Mu_{PL4yy} = -14.970 \text{ tn} * m$$

Considerando y empleando un peralte preliminar de 60 cm a verificar posteriormente, se puede determinar el acero para ambas direcciones de la cimentación

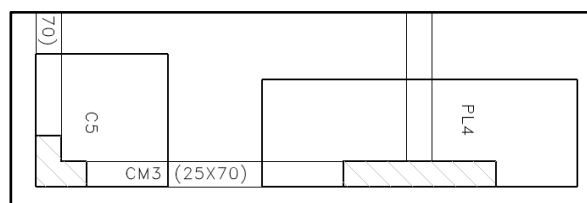


FIGURA 71. Cimentaciones cuyo diseño fue detallado  
Tomado de: Elaboración Propia

Obteniendo el acero requerido se comparará con el mínimo y en caso no cumpla con el mínimo se distribuirá el acero faltante en la capa adyacente.

$$A_{S_{C5xx}} = 2.9 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Superior)} \approx \emptyset 5/8"@0.30$$

$$A_{S_{C5yy}} = 3.1 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Superior)} \approx \emptyset 5/8"@0.30$$

$$A_{S_{PL4xx}} = +2.90 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Inferior)} \approx \emptyset 5/8"@0.30$$

$$A_{S_{PL4yy}} = 2.66 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Superior)} \approx \emptyset 5/8"@0.30$$

Se ha decidido mantener un diámetro mínimo de barra de 5/8" para las cimentaciones debido a la trabajabilidad que proporciona, y también para evitar la concentración excesiva de mallas al no ser demasiado delgada. También se considera prudente no exceder espaciamientos de 30 centímetros para garantizar el desempeño óptimo del acero.

Ahora se debe comparar el acero con el mínimo. El mínimo, para cimentaciones se determina de manera similar a las losas macizas, es decir, 0.0018bh.

$$A_{S_{min}} = 0.0018 * 100 * 60 = \frac{10.8 \text{ cm}^2}{m} \rightarrow \emptyset 5/8"@0.30 \text{ (Sup/Inf)} = 13.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, manteniendo un armado de 5/8" tanto arriba y abajo se puede solventar tanto el mínimo en la cimentación como lo requerido para el diseño por flexión.

### 11.3.2 Diseño por cortante y punzonamiento.

El diseño por fuerza cortante y por punzonamiento en cimentaciones es algo novedoso en esta memoria. Por esta razón, se realizará de manera detallada esta verificación. En primer lugar, para la verificación por corte se realizará de manera similar que, para las losas maciza, del modelo se extrae las fuerzas cortantes últimas para ambas direcciones en ambas cimentaciones.

$$Vu_{C5xx} = -9.740 \text{ tn}$$

$$Vu_{C5yy} = -9.740 \text{ tn}$$

$$Vu_{PL4xx} = -28.228 \text{ tn}$$

$$Vu_{PL4yy} = -13.134 \text{ tn}$$

$$\emptyset Vn = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 50 = 32.64 \text{ tn}$$

Considerando que la resistencia del concreto supera a las cortantes últimas, se ha verificado que el peralte satisface los requisitos requeridos.

Posteriormente, se debe realizar la verificación por punzonamiento. En este caso, se cuenta con una columna esquinera y una columna lateral. Ahora se debe realizar la determinación de la resistencia del concreto en una sección crítica, que se determina dejando una distancia “d/2” de las caras de la columna. Continuando con ello, se necesita extraer el menor valor de las siguientes expresiones.

$$\emptyset V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\emptyset V_c = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\emptyset V_c = 0.85 * \left(1 + \frac{\alpha * d}{b_o}\right) * 0.27 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\emptyset V_{n_{PL4}} = 130.57 \text{ tn}$$

$$\emptyset V_{n_{C5}} = 82.78 \text{ tn}$$

Para la determinación del perímetro y el área de la sección crítica se empleó lo que dicta la norma de concreto armado en el apartado 11.12.2.1

A continuación, se debe determinar la demanda última de punzonamiento. Este valor se determinará considerando que la sección crítica carga toda la cortante correspondiente al resto de la cimentación, por lo cual se tiene:

$$V_u = \sigma_u * (A - A_o)$$

$$V_{u_{PL4}} = 94.70 \text{ tn} \left( \sigma_u = 42 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \right)$$

$$V_{u_{C5}} = 55.5 \text{ tn} \left( \sigma_u = 46 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \right)$$

Finalmente se afirma que ambas cimentaciones cumplen con la verificación por fuerza cortante con una cimentación de un peralte de 60 cm.

### 11.3.3 Diseño de la viga de cimentación.

Finalmente, se llevará a cabo el diseño de la viga de cimentación que conecta las zapatas excéntricas. Estas vigas deben ser diseñadas como vigas convencionales, teniendo en cuenta el capítulo 21 en su proceso de diseño. Considerando ello, la viga de cimentación debe ser considerada como una de un sistema de muros.

SAFE también puede determinar los diagramas últimos sobre las vigas de cimentación considerando unas las reacciones con las cimentaciones. De esta manera se puede obtener las reacciones últimas en las secciones críticas de la viga (ver Tabla 55 y 56). Es importante destacar que inicialmente se considera un peralte de 70 centímetros para la viga mostrada en la Figura 71.

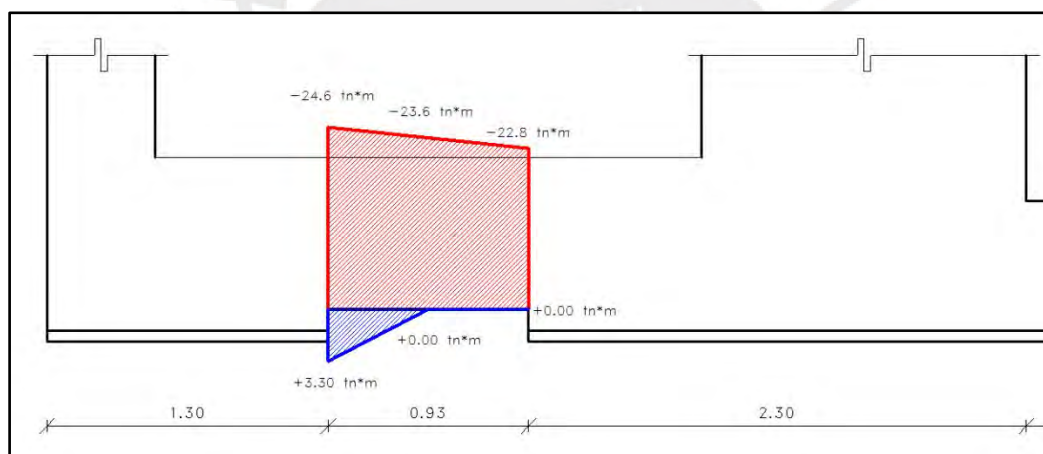


FIGURA 72. Diagrama de momentos últimos en la viga de cimentación estudiada  
Tomado de: Elaboración Propia

TABLA 55. Momentos últimos sobre la viga de cimentación estudiada

Mu (tn*m)	Estación	S1	S2	S3
VCM 3	Sup.	-24.587	-23.583	-22.784
VCM 3	Inf.	3.323	0.000	0.000

Tomado de: Elaboración Propia

TABLA 56. Fuerzas cortantes últimas sobre la viga de cimentación estudiada

Vu (tn)	Estación	S1	S3
VCM 3	Sup.	-5.573	-5.371
VCM 3	Inf.	10.500	10.930

Tomado de: Elaboración Propia

De esta manera conociendo las reacciones internas ultimas, es posible determinar al acero longitudinal y trasversal en la viga de cimentación resumido en la Tabla 57 de manera análoga a lo realizado en el capítulo de diseño de vigas.

TABLA 57. Determinación del acero requerido y colocado para la viga de cimentación estudiada

Mu (tn*m)	Estación	As req. (cm <sup>2</sup> )			As col.		
		S1	S2	S3	S1	S2	S3
VCM 3	Sup.	11.96	11.47	11.09	4Ø3/4"	4Ø3/4"	4Ø3/4"
VCM 3	Inf.	1.48	0.00	0.00	2Ø3/4"	2Ø3/4"	2Ø3/4"

Tomado de: Elaboración Propia

A diferencia de lo empleado en el capítulo de diseño de vigas, la viga estudiada es una viga de gran peralte, pues  $ln=0.93$  y  $h=0.7$ , lo que supone que  $ln/h=1.33 < 4$ . De acuerdo al artículo 11.8.6 de la norma E.060, se debe determinar las componentes de concreto y estribos de la siguiente manera:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * b * d$$

$$V_s = \left( \frac{A_v}{s} * \frac{1 + ln/d}{12} + \frac{A_v h}{s^2} * \left( \frac{11 - ln/d}{12} \right) \right) * f_y * d$$

Dónde:

$A_v h$ = Área de refuerzo por corte paralelo al refuerzo longitudinal

$S_2$ = Espaciamiento del refuerzo por corte paralelo al refuerzo longitudinal

Teniendo esto en cuenta, y considerando los espaciamientos mínimos dentro de la zona confinada que para este caso es 15 cm y sin refuerzo longitudinal extra. Se calcula la resistencia de una sección de concreto con este acero mínimo.

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 60 = 9.79 \text{ tn}$$

$$\emptyset V_s = 0.85 * \left( \frac{2 * 0.71}{15} * \frac{1 + 1.55}{12} \right) * 4200 * 60 = 4.31 \text{ tn}$$

$$\emptyset V_n = 9.79 + 4.31 = 14.1 \text{ tn}$$

Esto provoca que el refuerzo cumpla con lo requerido por flexión. Sin embargo, se debe realizar el diseño por capacidad. Para ello, se debe emplear el siguiente valor de cortante ultima:



## Capítulo 12: Diseño de Escaleras

Uno de los últimos temas por explorar es el diseño de las escaleras en la edificación. En primer lugar, es importante mencionar que se respetará el diseño arquitectónico, y se procurará una correcta integración de las escaleras en este proyecto. En segundo lugar, es fundamental comprender que las escaleras son elementos cuyo funcionamiento suele ser unidireccional, como en este caso específico. Teniendo esto en cuenta, y considerando el diseño arquitectónico, se presentará el siguiente ejemplo de modelo estructural:

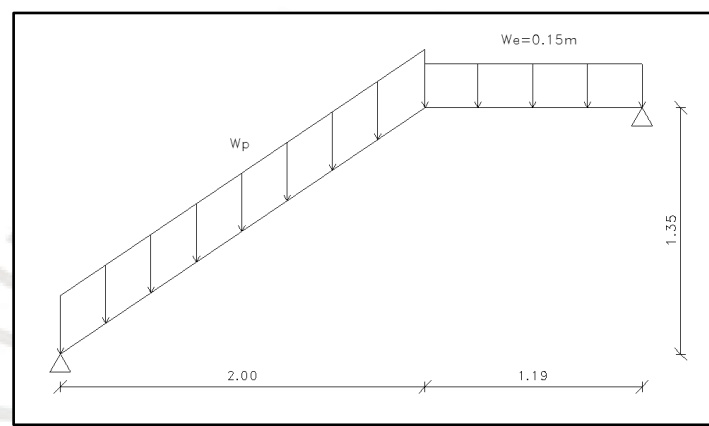


FIGURA 74. Tramo 1 del modelo matemático empleado para el diseño de escaleras  
Tomado de: Elaboración Propia

Para el predimensionamiento de la garganta de la escalera, se ha decidido emplear las recomendaciones presentadas en los apuntes del curso de Concreto Armado 2, que sugieren una garganta de 15 centímetros para luces de hasta 4.5 metros. Para la determinación de la carga presente en los pasos se empleará la siguiente fórmula, también presentada en los apuntes del curso Concreto Armado 2. Es importante destacar que, para este proyecto, el paso y el contrapaso son 25 y 17 cm respectivamente.

$$W_p = 2.4 * \left( \frac{CP}{2} + g * \sqrt{1 + \left( \frac{CP}{P} \right)^2} \right) + 0.1 = 0.74 \text{ tn/m}$$

$$W_{e=15} = 2.4 * 0.15 * 1 + 0.1 = 0.46 \text{ tn/m}$$

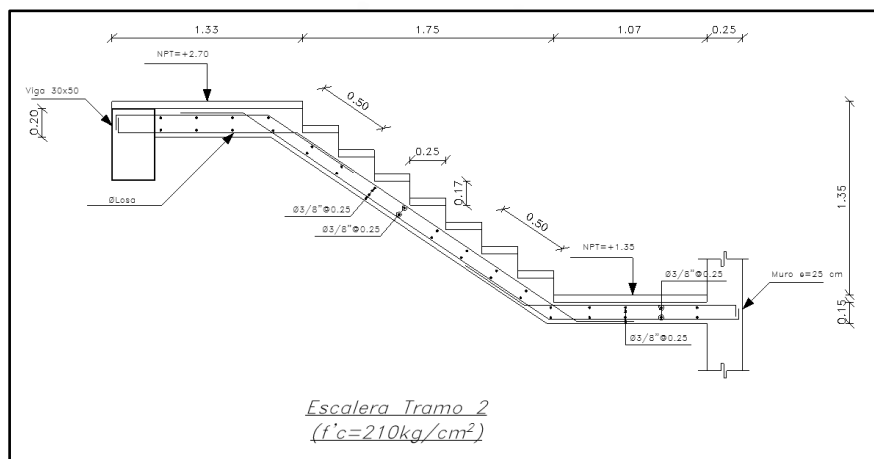
Además, se ha considerado una sobrecarga de 200 kg/m<sup>2</sup> correspondiente al caso de escaleras para viviendas. Una vez obtenido esto y realizado el análisis estructural, se puede realizar el

diseño de las escaleras. Adicionalmente, se debe considerar que se debe colocar el acero mínimo para losas en caso el acero requerido sea inferior al solicitado.

$$A_s = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 24 = 4.32 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 3/8"@.25 = 2.84 \text{ cm}^2 \text{ (Arriba y Abajo)}$$

Una vez realizado el análisis estructural, se determinó que el acero requerido no era el suficiente para las distintas secciones, por lo que se colocó el acero mínimo para losas y de esta manera se obtuvo el siguiente ejemplo de armado:



**FIGURA 75.** Tramo 2 de la escalera con el armado final  
Tomado de: Elaboración Propia

### Capítulo 13: Diseño de Muros no Portantes

Para finalizar la tesis, se llevó a cabo el diseño de los muros no portantes, es decir, aquellos muros de tabiquería que no soportan cargas ni sísmicas ni gravitatorias. Es de vital importancia abordar el diseño de estos elementos, dado el riesgo potencial de su fallo durante un sismo, lo que podría resultar en lesiones a los habitantes y transeúntes. Por esta razón, se diseñarán estos elementos siguiendo las pautas establecidas en la norma E.070 de albañilería.

En el diseño de los muros no portantes, se considerará la creación de paños típicos en áreas críticas, siguiendo las directrices de la norma de albañilería que se refieren al uso de cargas distribuidas sobre muros no portantes en función de la aceleración correspondiente al nivel en el que se encuentra el muro.

$$w = 0.8 * \left( \frac{\alpha_i}{g} * C_1 * \gamma * e \right) > w = 0.8 * (0.8 * Z * U * S * \gamma * e)$$

Posteriormente se hace la distinción en el cálculo de si un muro es propenso a precipitarse fuera de la edificación o si es uno interior. De acuerdo a este criterio se puede definir la variable C1 en la anterior fórmula. Para muros exteriores este valor es de 3, mientras que para muros internos el valor es de 2.

Considerando esto, y teniendo la altura del muro definido se puede determinar un rango para las extensiones máximas del muro y generalizar el diseño para zonas dependiendo de la ubicación del muro en altura y en planta. Finalmente, el diseño de las vigas y columnetas de los muros se realiza como elementos sometidos a flexión simple y los estribos considerando de manera similar a lo realizado anteriormente.

De esta manera se puede obtener el siguiente ejemplo de resultado de diseño de un muro no portante:

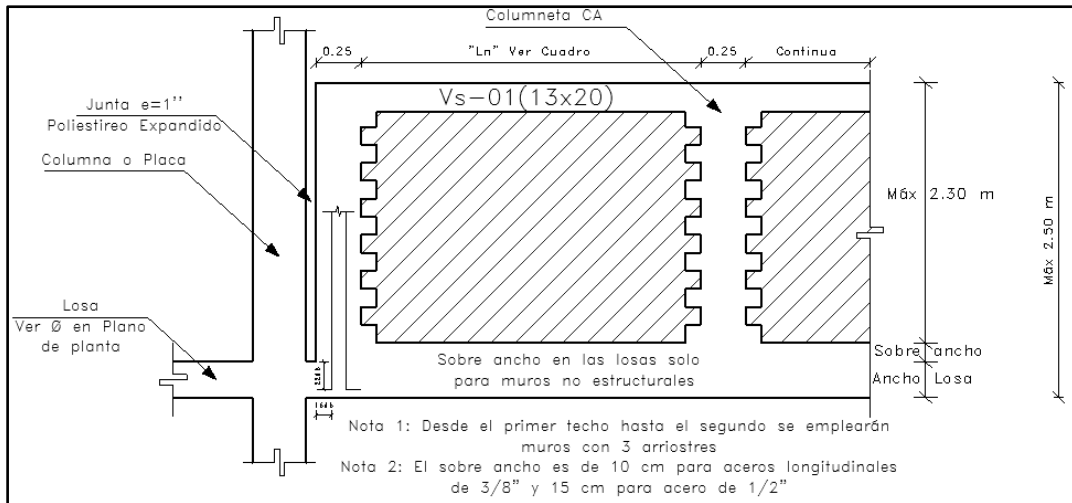


FIGURA 76. Detalle típico para muros no portantes  
Tomado de: Elaboración Propia

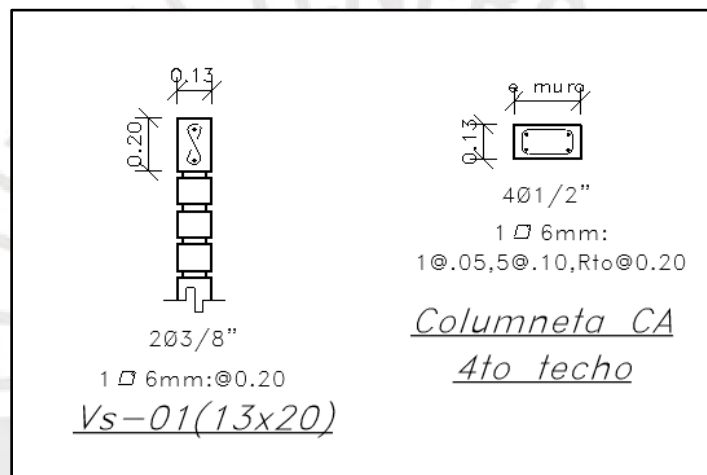


FIGURA 77. Secciones de columnetas y vigas de arriostre en muros no portantes  
Tomado de: Elaboración Propia

## 14. Conclusiones

El presente capítulo marca el punto culminante de un arduo y enriquecedor viaje a través del estudio y el análisis de un proyecto de ingeniería de considerable magnitud: el diseño de un edificio de vivienda multifamiliar en el distrito de Independencia, Huaraz, Ancash. A lo largo de estas páginas, hemos explorado en detalle los diversos aspectos que rodean la creación de una estructura de concreto armado en una ubicación sísmicamente activa, considerando la normativa peruana y los desafíos específicos del terreno.

Este último capítulo reúne todos los hilos conductores de esta investigación. Aquí, presentaremos las conclusiones clave derivadas de nuestra profunda inmersión en el diseño estructural de este edificio. Estas conclusiones son el producto de una rigurosa evaluación de los datos recopilados, los cálculos realizados y las interpretaciones que emergieron a lo largo del proceso de investigación. Además, resumiremos los hallazgos más significativos y discutiremos su importancia en el contexto de nuestro objetivo principal: garantizar la seguridad y la eficiencia de la estructura diseñada. Además, consideraremos las implicaciones prácticas de estas conclusiones y cómo pueden influir en futuros proyectos de diseño y construcción en áreas con desafíos sísmicos similares.

- **Eficiencia del ETABS:** El uso de ETABS para el análisis estructural se reveló como una herramienta esencial y eficaz para el diseño de estructuras de concreto armado. A pesar de posibles fallos, su aplicación responsable es indispensable para proyectos complejos.
- **Beneficios del Cambio de Planta Estructural:** La modificación de la planta estructural durante el Capítulo 5 resultó en un mejor comportamiento de la estructura. Esto se traduce en menores esfuerzos de torsión y, en última instancia, en un diseño más económico, destacando la importancia de estos cambios en la etapa de proyección.

- **Desafíos en la Determinación de la Planta Estructural:** La inclusión del cambio de planta estructural en la memoria ilustra la dificultad de determinar una planta estructural eficiente y los esfuerzos realizados durante la etapa de diseño.
- **Impacto de la Norma E.060 del 2019:** Se observa que ciertas consideraciones de la Norma E.060 del 2019 aumentan significativamente la cantidad de acero en secciones de concreto armado, especialmente en vigas y columnas en estructuras de tipo aporticado o dual tipo II. Esto puede resultar en una congestión de acero en futuros diseños de concreto armado posteriores a la aprobación de la norma. Es recomendable actualizar la norma de manera diferente. Actualmente, el ACI 2019 incentiva el uso de acero de mayor resistencia, teniendo en cuenta sus desventajas, en lugar de considerar demasiado congestionamiento de acero.
- **Elementos de Borde en Placas:** Aunque el diseño de placas mostró que no era necesario colocar elementos de borde en los muros estructurales, la recomendación del ACI de hacerlo por motivos de seguridad sísmica condujo a la decisión conservadora de mantener los núcleos confinados.
- **Consideración de Muros no Portantes:** Aunque los muros no portantes no forman parte de la estructura principal, su diseño se consideró indispensable. La preservación de estos elementos, aunque no estructurales, es crucial para garantizar la seguridad de las personas en el interior y exterior del edificio.

Estas conclusiones resumen los aspectos clave de la tesis, así como las implicaciones de las normativas futuras en la industria de la construcción. Adicionalmente, como recomendación final a los proyectistas y constructores, es necesario seguir los lineamientos de las normas vigentes para el diseño responsable de estructuras de concreto armado. Es conocido que aplicar la norma puede resultar costoso, pero estas normas han sido generadas con el fin de preservar inmuebles y vidas de personas en un país sísmico como lo es el Perú. Finalmente, como

recomendación final al comité encargado de la redacción de la norma E.060 considerar el uso de acero de mayor resistencia con el fin de evitar congestionamiento de acero y evitar negligencias durante el vaciado de concreto.



### Bibliografía

- American Concrete Institute (ACI). (2019). Guidelines for the Design and Construction of Reinforced Concrete Shear Walls. Farmington Hills, Michigan, Estados Unidos.
- Bazán, E., & Meli, R. (2004). *Diseño Sísmico de Edificios*. Obtenido de [https://www.academia.edu/36401028/Diseno\\_Sismico\\_de\\_Edificios\\_Bazan\\_y\\_Meli](https://www.academia.edu/36401028/Diseno_Sismico_de_Edificios_Bazan_y_Meli)
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ/1994-1995.
- Chopra, A. K. (2007). Dynamics of Structures (5th ed.). Estados Unidos: Prentice Hall.
- Harmsen, T. E. (2017). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima, Lima, Perú. Recuperado el 20 de 8 de 2022, de <https://stehven.files.wordpress.com/2015/06/disenode-estructuras-de-concreto-harmsen.pdf>
- Ministerio de Vivienda. (2006). NORMA E.020 CARGAS. Lima, Lima, Perú. Recuperado el 17 de Mayo de 2022, de <https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366640/50%20E.020%20CARGAS.pdf>
- Ministerio de Vivienda. (2009). E.060 CONCRETO ARMADO. Lima, Lima, Perú. Recuperado el 18 de Mayo de 2022, de [http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios\\_Normalizacion/Normalizacion/normas/E060\\_CONCRETO\\_ARMADO.pdf](http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Normalizacion/normas/E060_CONCRETO_ARMADO.pdf)
- Ministerio de Vivienda. (2019). Ministerio de Vivienda. Lima, Lima, Perú. Recuperado el 18 de Mayo de 2022, de [https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856\\_opt.pdf](https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856_opt.pdf)
- Moehle, J. P. (1996). Simplified Method for Calculating the Neutral Axis Depth in Reinforced Concrete Walls. *Journal of Structural Engineering*, 107-116.

Morales Morales, R. (2013). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.

Ottazzi Pasino, G. A. (30 de Enero de 2011). Apuntes del curso Concreto Armado 1. Lima, Lima, Perú.

Rochel, R. (Ed.). (22 de Agosto de 2012). Influencia de los muros de mampostería en el comportamiento de las estructuras aporricadas: una explicación a los daños por los sismos de octubre de 1992 en Medellín. *Revista Universidad EAFIT*, 29(90), 71 - 79.  
Obtenido de <https://repository.eafit.edu.co/handle/10784/16573>





Pontificia Universidad  
Católica Del Peru

TESISTA:

Luis Mendoza Remigio

ASESOR:

José Acero Martínez

DISCIPLINA:

Arquitectura

ESCALA:

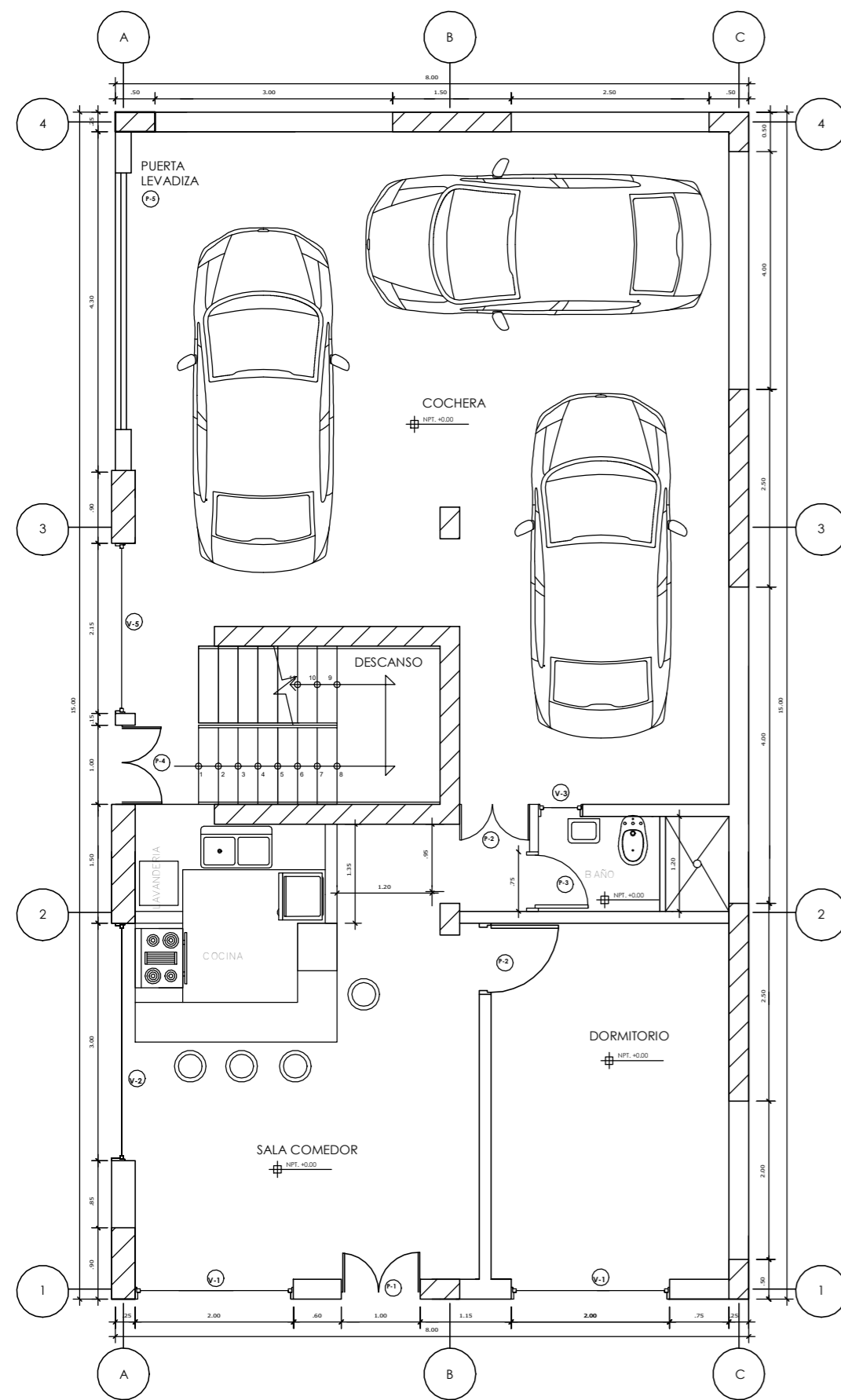
1 : 75

PLANO:

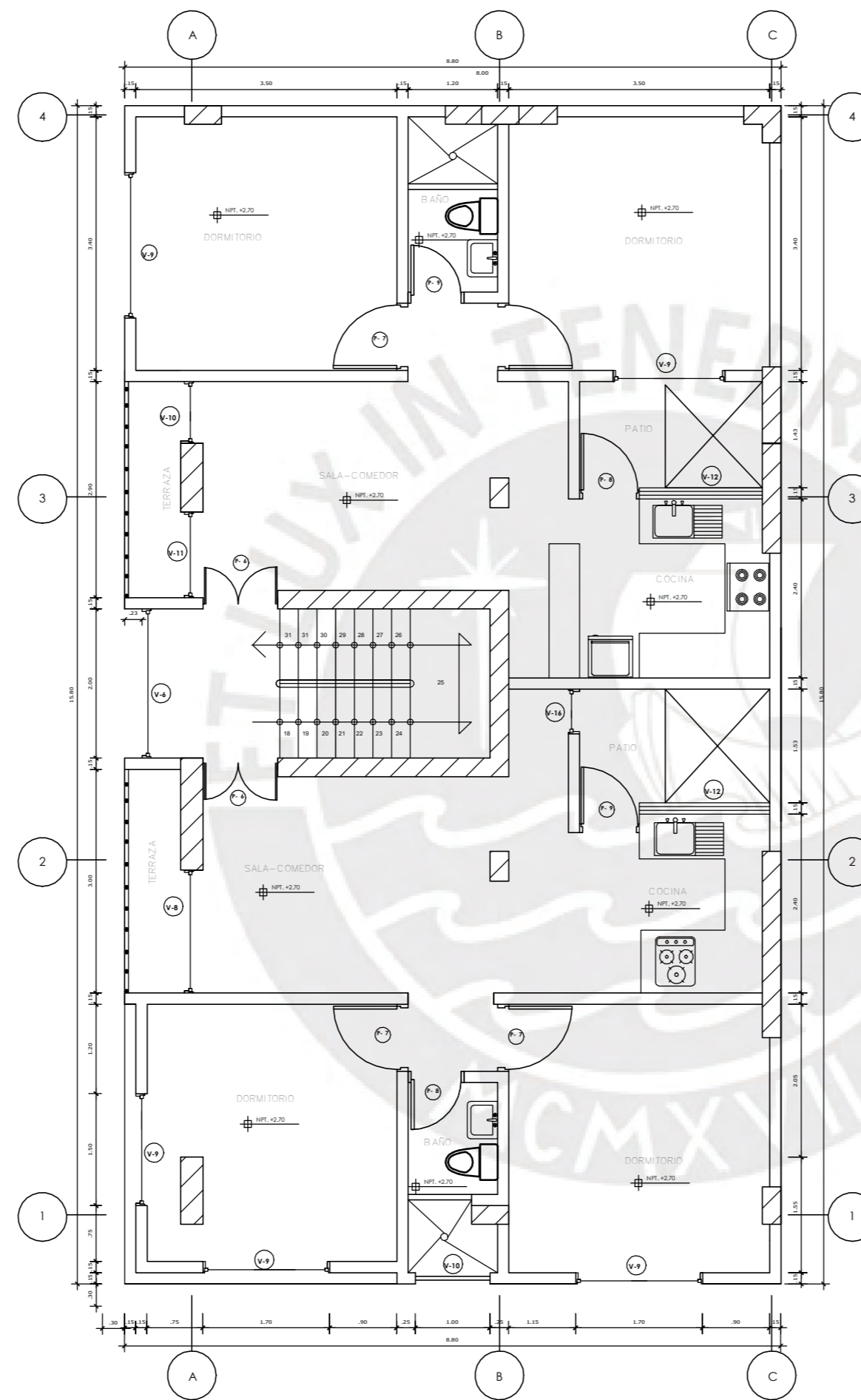
PLANTA

LAMINA:

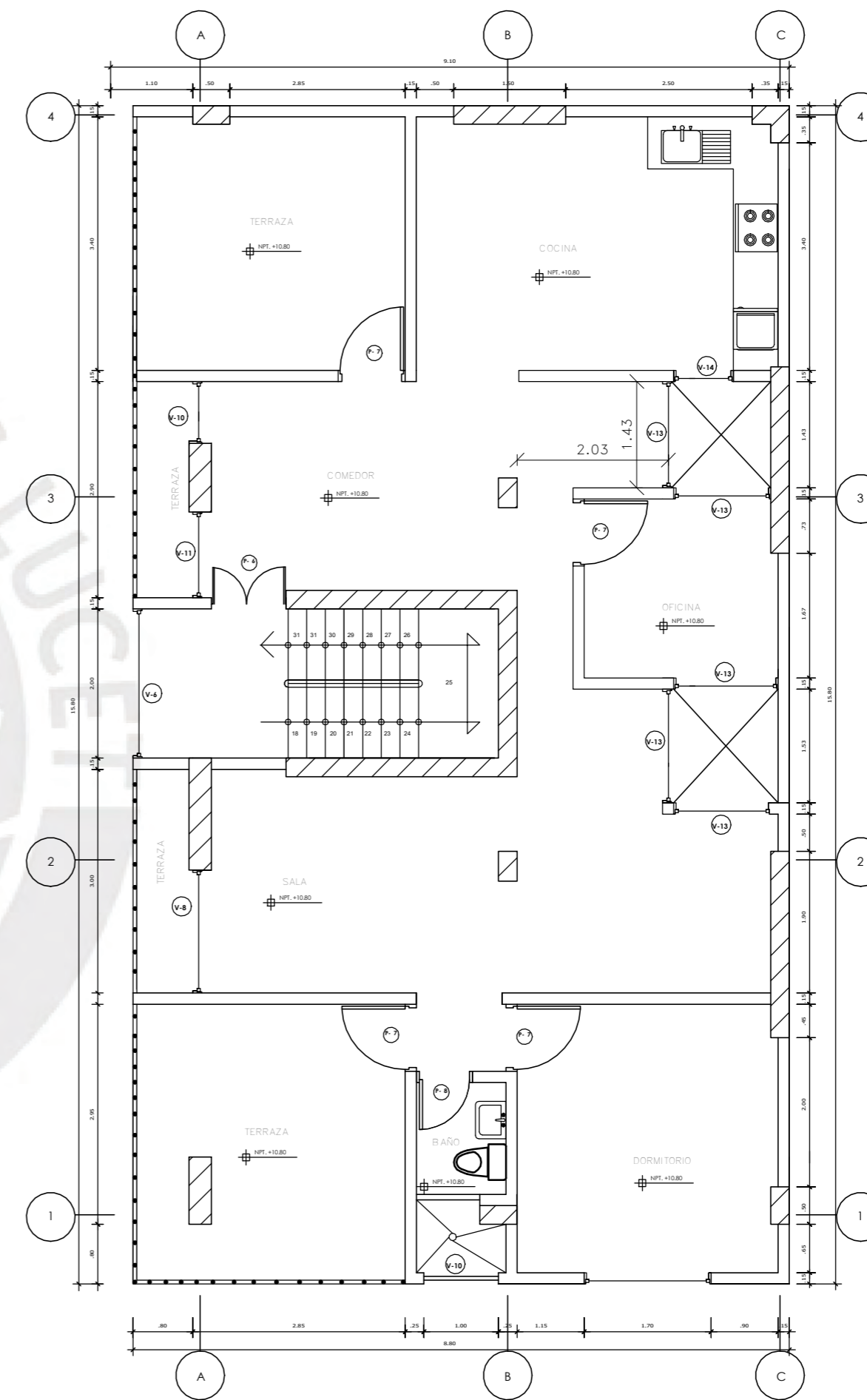
A01



**PRIMER NIVEL**  
Escala: 1/75



**NIVEL TÍPICO**  
Escala: 1/75



**QUINTO NIVEL**  
Escala: 1/75



Pontificia Universidad  
Católica Del Perú

TESISTA:

Luis Mendoza Remigio

ASESOR:

José Acero Martínez

DISCIPLINA:

Arquitectura

ESCALA:

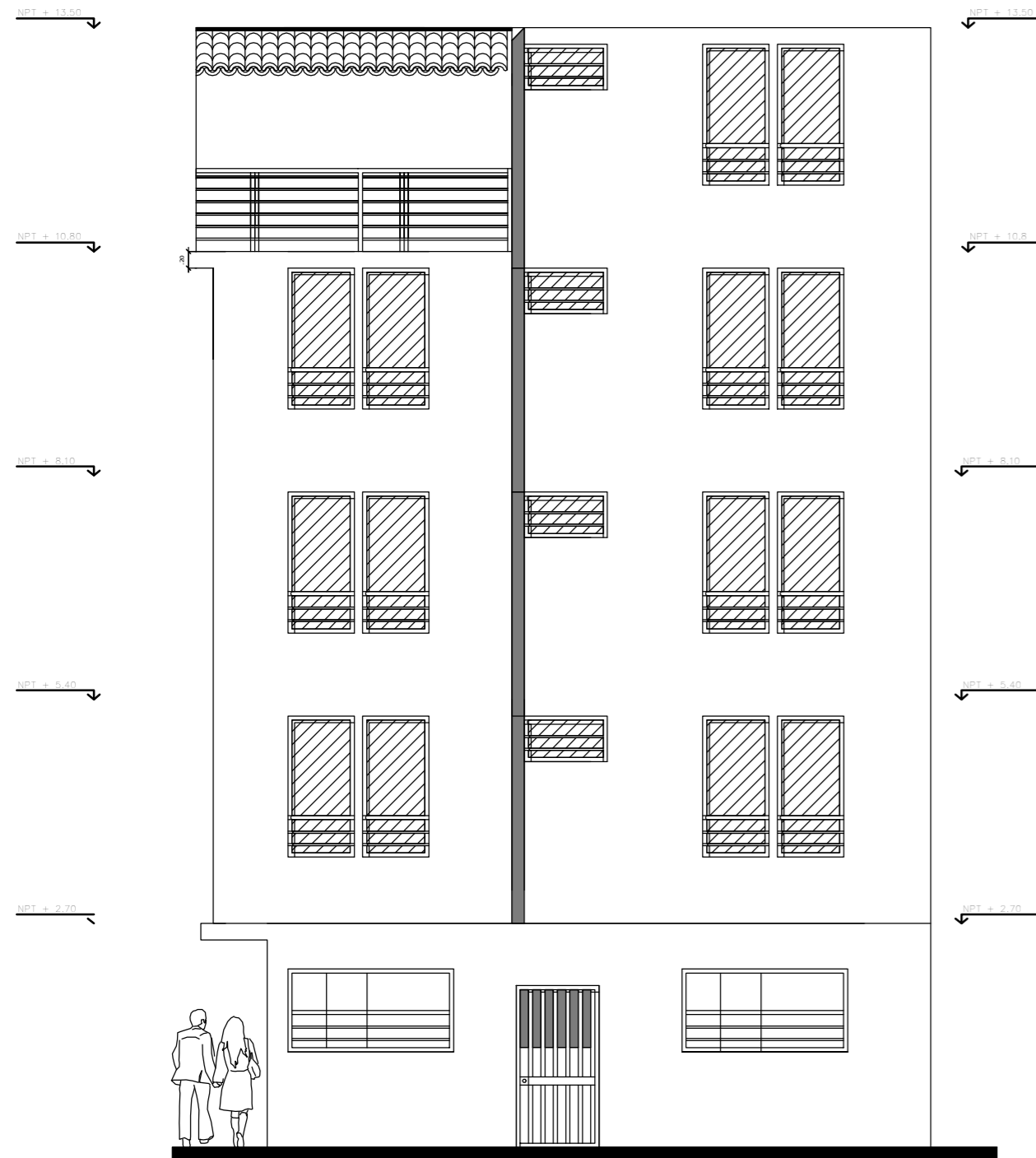
1 : 75

PLANO:

ELEVACION

LAMINA:

A02



**ELEVACION PRINCIPAL**  
Escala: 1/75



**ELEVACION LATERAL**  
Escala: 1/75

# ESPECIFICACIONES TÉCNICAS



Pontificia Universidad  
Católica Del Peru

TESISTA:

Luis Mendoza Remigio

ASESOR:

José Acero Martínez

DISCIPLINA:

Estructuras

ESCALA:

S/E

PLANO:

ESPECIFICACIONES  
TECNICAS

LAMINA:

E01

## 1. Relación de Planos

- E01 – Especificaciones Generales
- E02 – Cimentaciones y Escaleras
- E03 – Vigas de Cimentación
- E04 – Columnas y Placas
- E05 – Encofrado de Techo Típico
- E06 – Encofrado de Techo Azotea
- E07 – Vigas 1
- E08 – Vigas 2

## 2. Cargas Empleadas

Carga Muerta (E.020)

- Losa Maciza = 480 kg/m<sup>2</sup>
- Losa Aligerada = 300 kg/m<sup>2</sup>
- Piso Terminado (5cm) = 100 kg/m<sup>2</sup>
- Tabiquería = 1800 kg/m<sup>3</sup>

Carga Viva (E.020)

- S/C (Vivienda) = 200 kg/m<sup>2</sup>
- S/C (Azotea) = 100 kg/m<sup>2</sup>

## 3. Cargas Sísmicas

Zona

Z = 0.35 (Zona 3)

Uso

U = 1 (Edificación Común)

Suelo

S = 1.00 (Suelo tipo S1)

Tp = 0.4 segundos

Tl = 2.5 segundos

Factor de Amplificación Sísmica

C=2.5 (Ambas direcciones)

Factor de Reducción Sísmica

Ro = 6

lp = 1.0

la = 1.0

R = 6.0

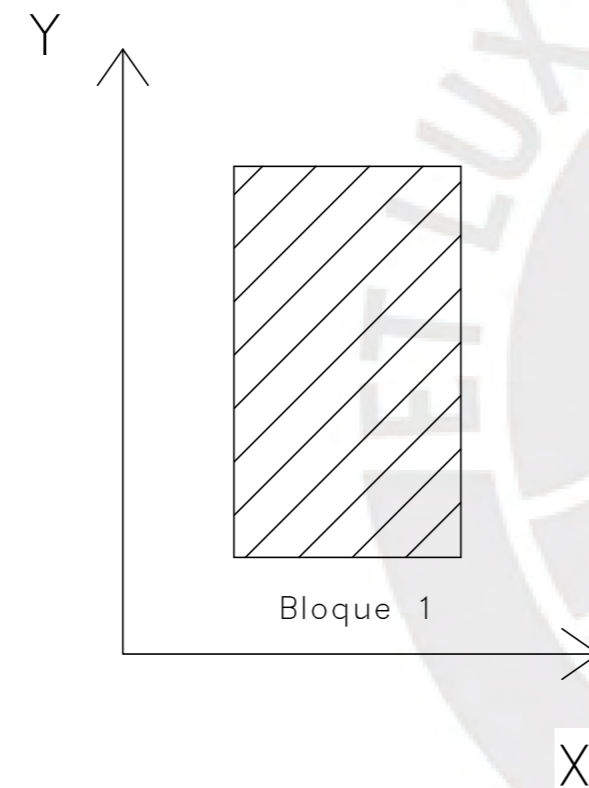
Peso

P = 779.2 tonf

Cortantes Estáticos y de Diseño

Vestático = 113.6 tonf

Vdiseño = 0.8\*Vestático = 91.0 tonf  
(Ambas Direcciones)



## 4. Resultados del Análisis Sísmico

Dirección XX

Periordo fundamental (Tx) = 0.304 segundos

Desplazamiento máximo = 1.86 cm

Deriva máxima = 0.0027

Dirección YY

Periordo fundamental (Ty) = 0.249 segundos

Desplazamiento máximo = 1.21 cm

Deriva máxima = 0.0024

Junta Sísmica = 8.5 cm

## 5. Resumen de Condiciones de Cimentación

Tipo de Cimentación = Superficial

q<sub>adm</sub> = 3.50 kg/cm<sup>2</sup>

Nivel de fondo de Cimentación = 1.2 m

Tipos de Muestra(Calicata):

"Mab" a las prof.: 0.6m,1.2m,2.2m y 3.2m

"Mah" a las prof.: 1.2m y 3.2m

Agresividad a del suelo a la Cimentación  
y/o problemas especiales de cimentación:  
Ninguna

## 6. Materiales

f<sub>y</sub> = 4200 kg/cm<sup>2</sup> (Acero Grado 60)

f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup> :

Cimentaciones

Escaleras

Placas

Columnas

Losas (aligerados y macizas)

Vigas

## 7. Recubrimientos

Cimentaciones = 7.0 cm

Columnas y Vigas = 4.0 cm

Placas = 2.0 cm

Losas = 2.0 cm

Cisterna = 4.5 cm



Pontificia Universidad  
Católica Del Perú

TESISTA:

Luis Mendoza Remigio

ASESOR:

José Acero Martínez

DISCIPLINA:

Estructuras

ESCALA:

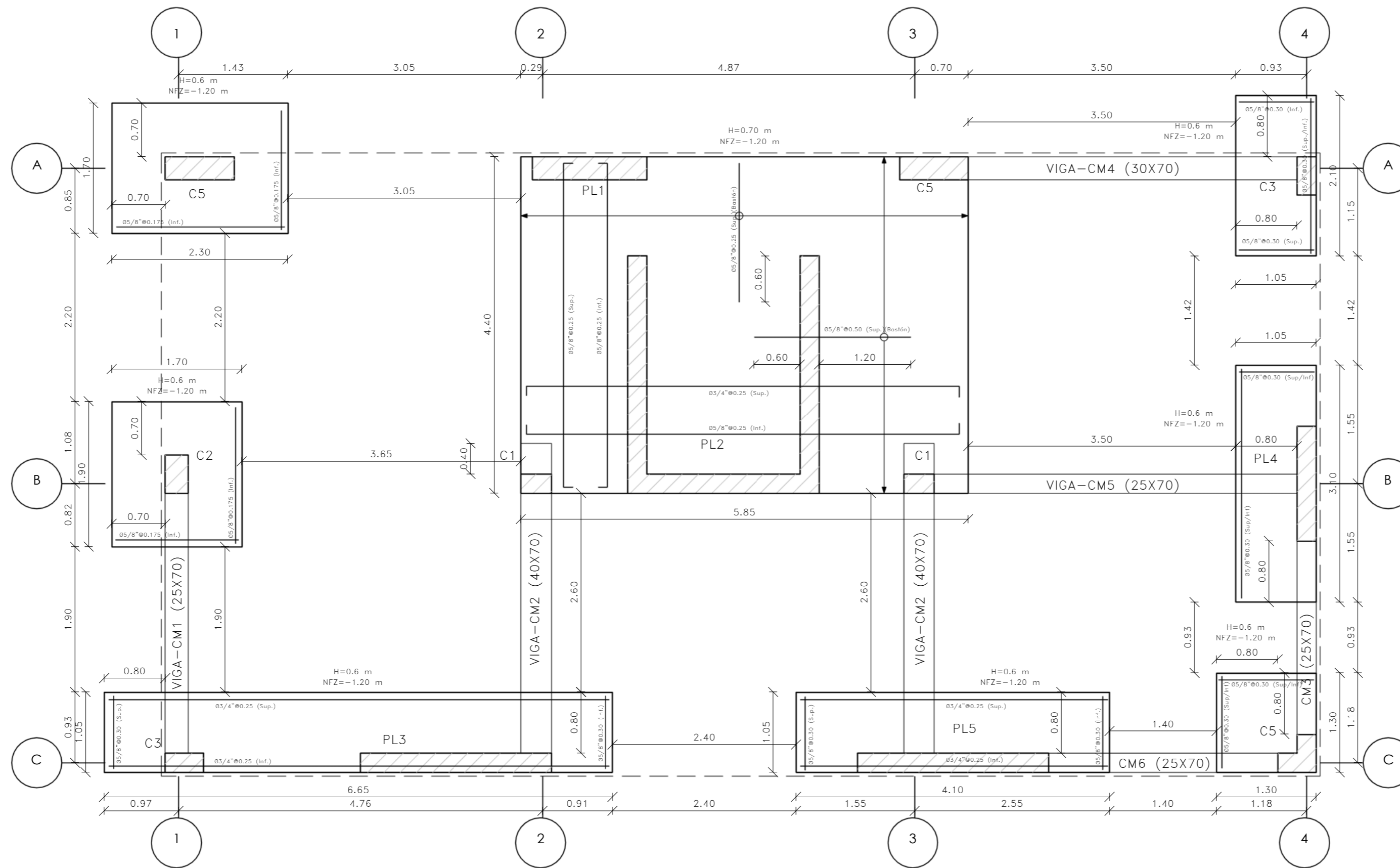
Como se indica

PLANO:

Cimentaciones y Escaleras

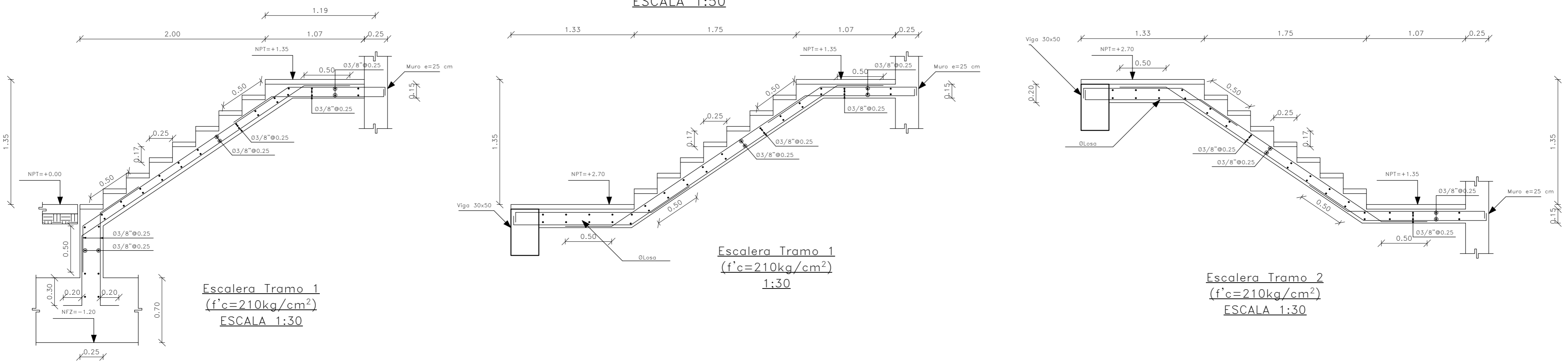
LAMINA:

E02



PLANTA DE CIMENTACIONES

ESCALA 1:50



Escalera Tramo 1  
( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )  
ESCALA 1:30

Escalera Tramo 2  
( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )  
1:30

Escalera Tramo 3  
( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )  
ESCALA 1:30



Pontificia Universidad  
Católica Del Perú

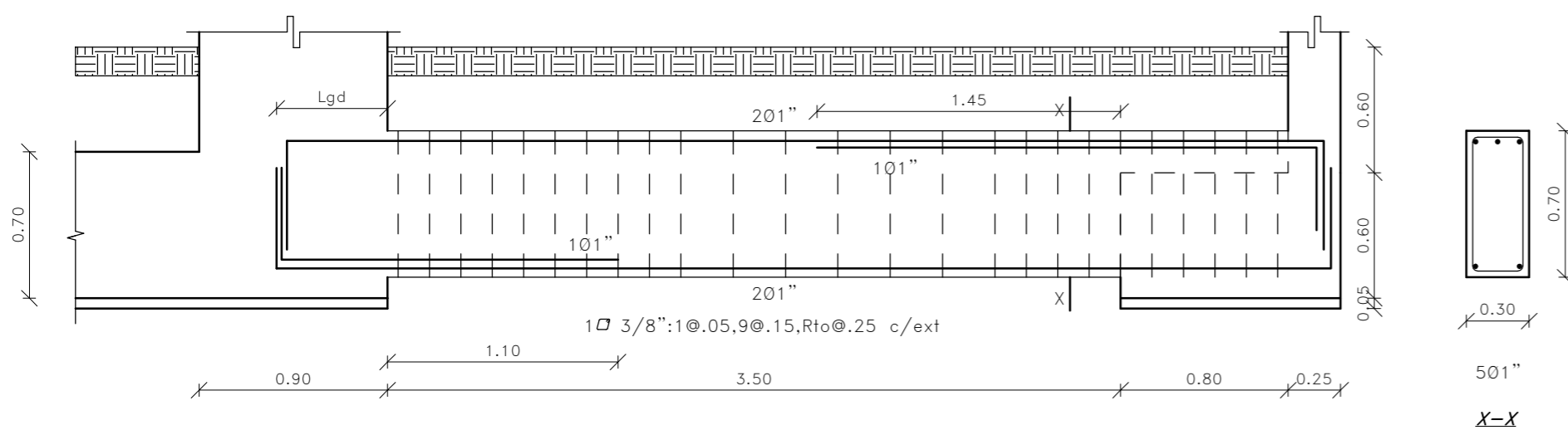
TESISTA:  
Luis Mendoza Remigio

ASESOR:  
José Acero Martínez

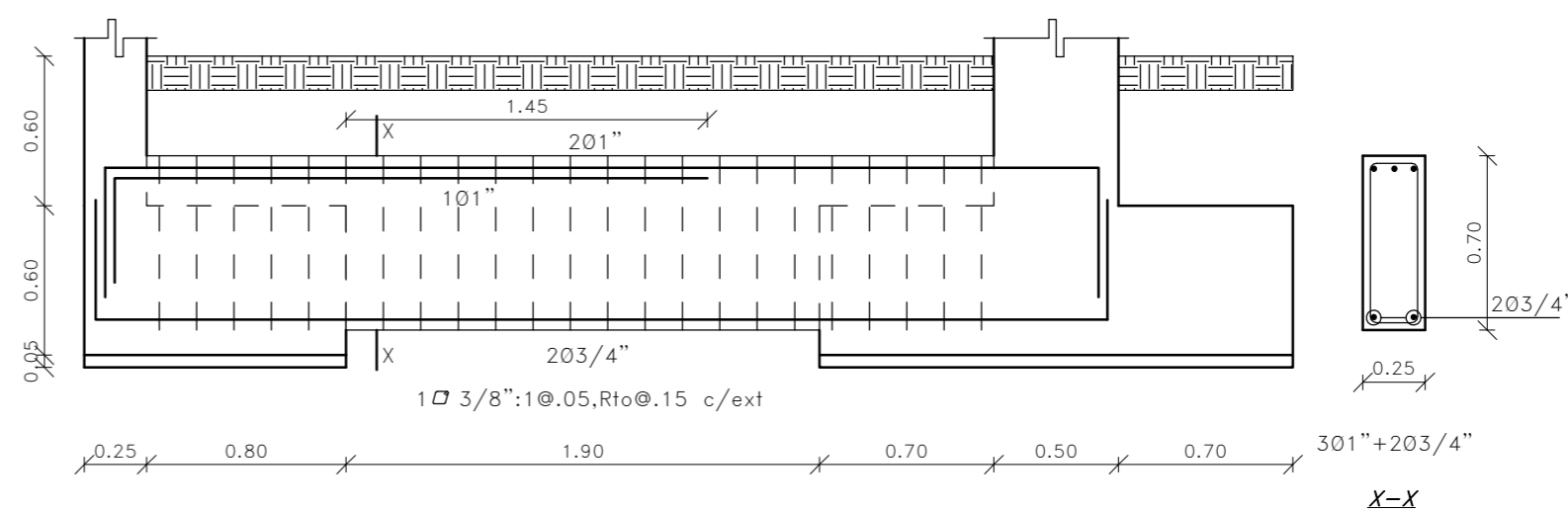
DISCIPLINA: **Estructuras** ESCALA: 1 : 30

PLANO:  
VIGAS DE  
CIMENTACION

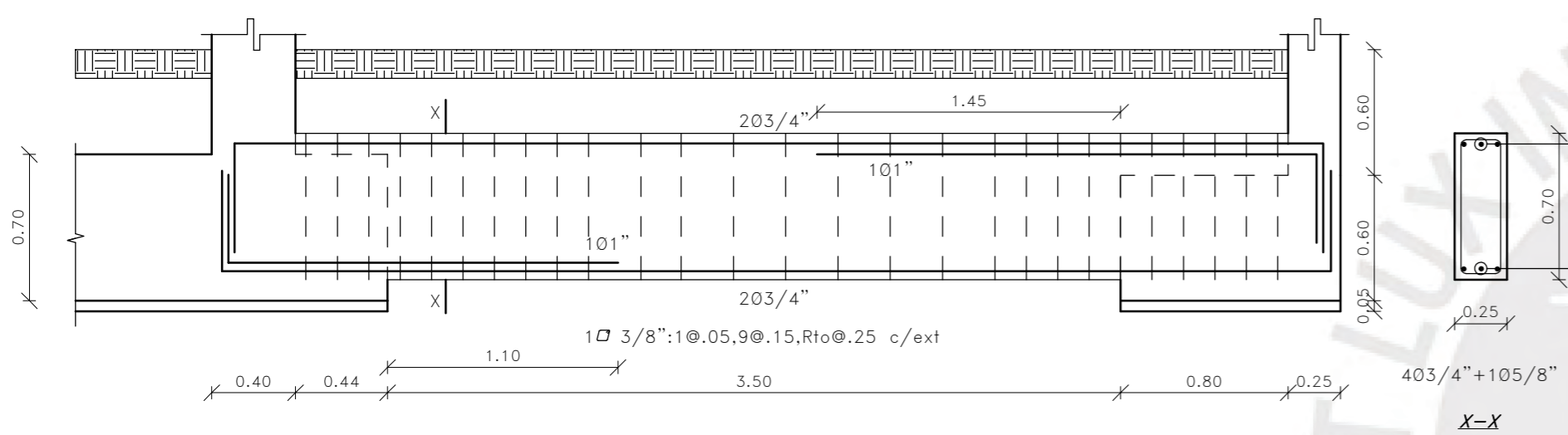
LAMINA:  
**E03**



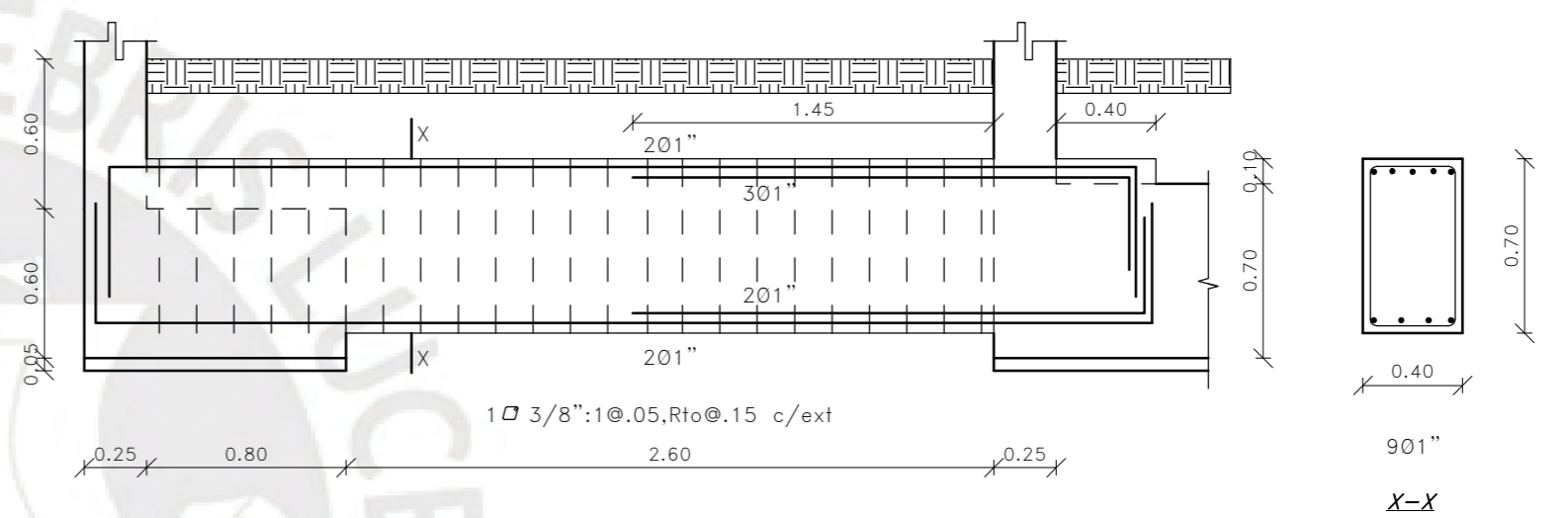
VIGA-CM4 (30x70)



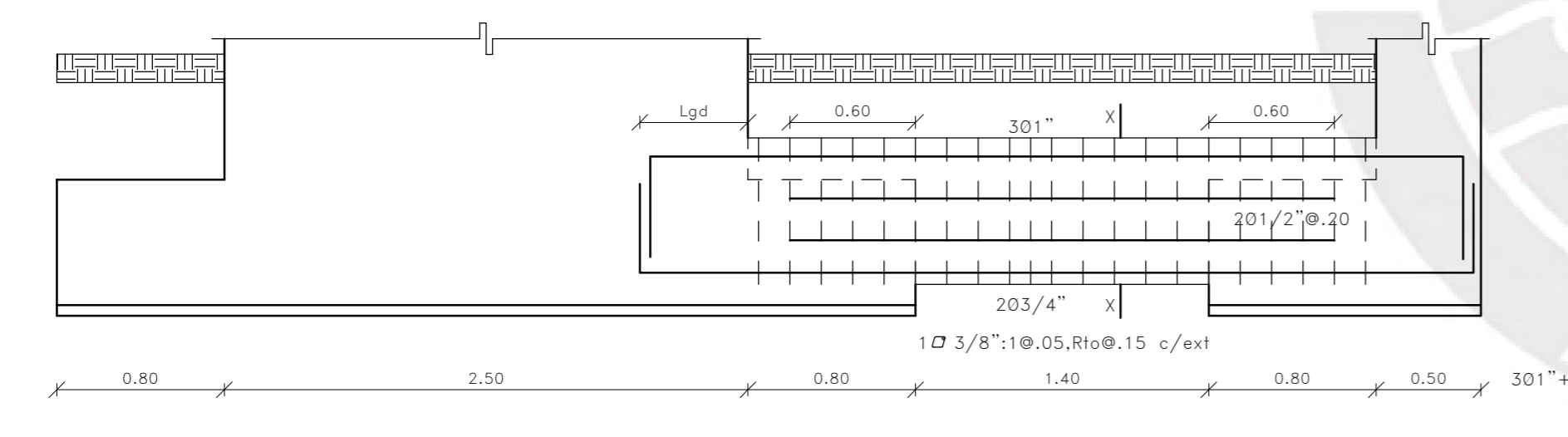
VIGA-CM1 (25x70)



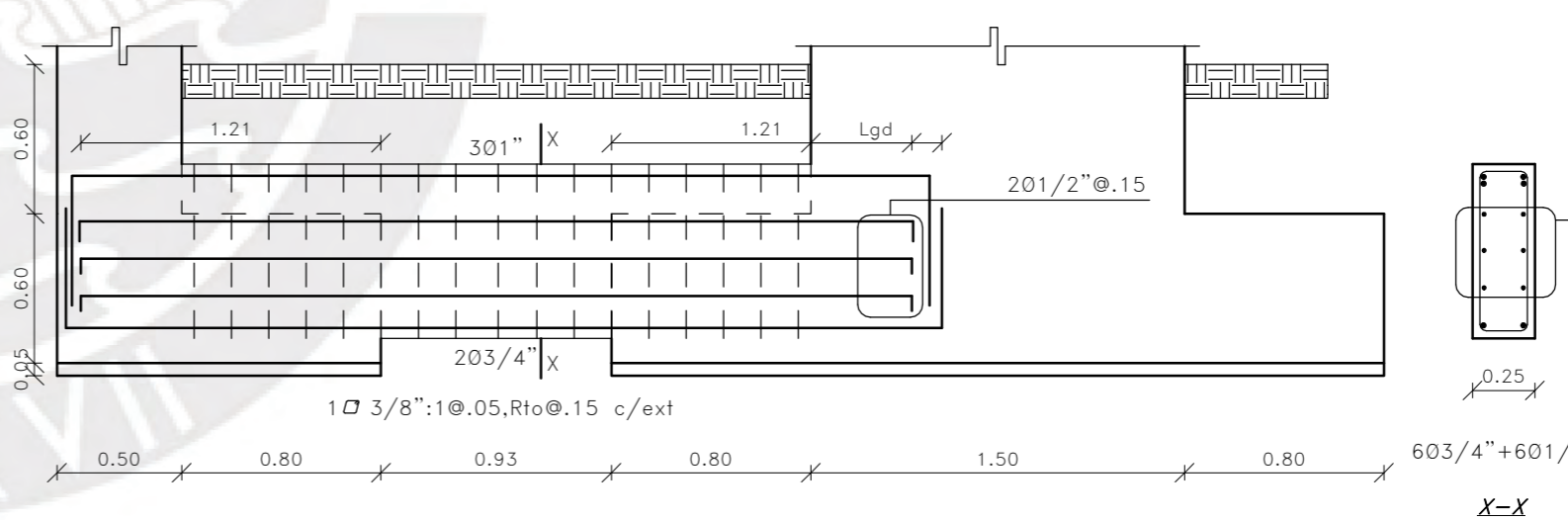
VIGA-CM5 (25x70)



VIGA-CM2 (40x70)



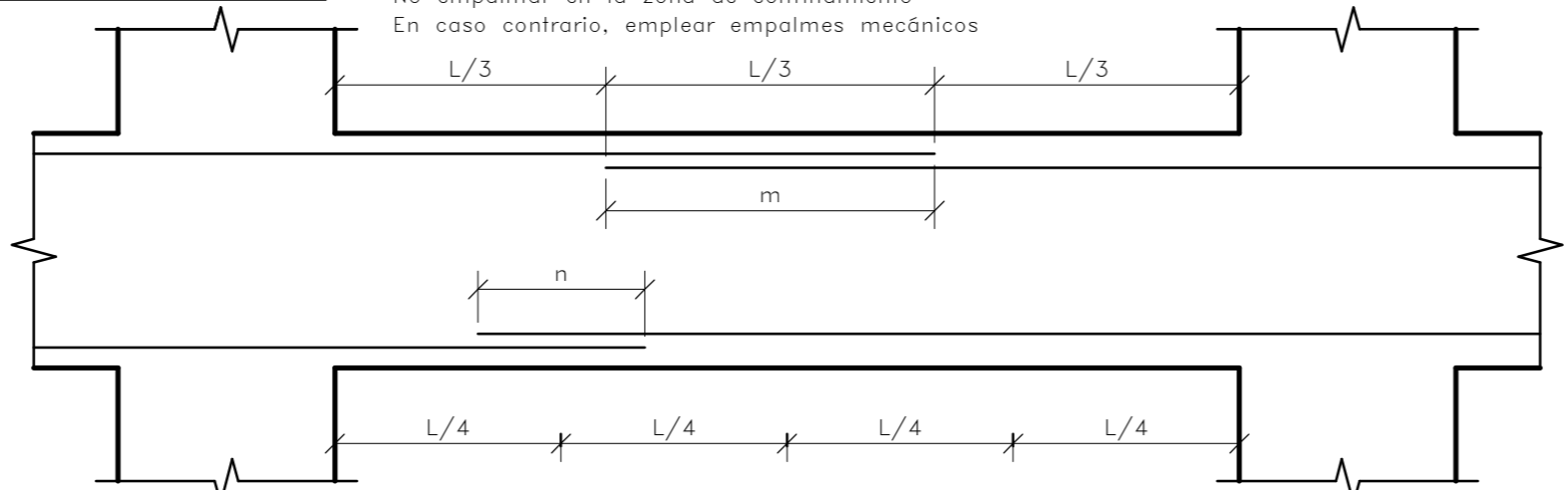
VIGA-CM6 (25x70)



VIGA-CM3 (25x70)

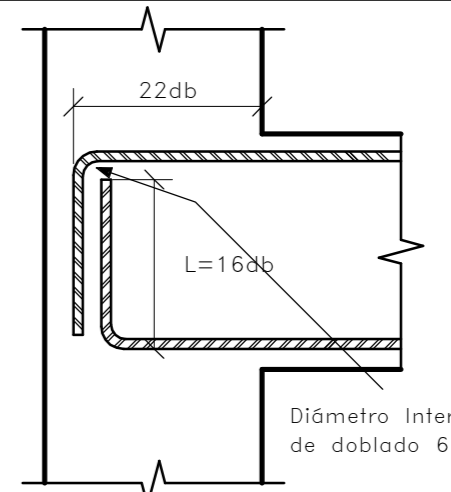
Detalle de Anclaje

NOTA: No se debe empalmar más del 50% en una sola sección  
No empalmar en la zona de confinamiento  
En caso contrario, emplear empalmes mecánicos



Ø	m(cm)	n(cm)
1/4"	35	30
3/8"	45	35
1/2"	60	45
5/8"	75	60
3/4"	90	70
1"	145	110

Detalle de Gancho Standard



Ø	L(cm)
1/4"	12
3/8"	15
1/2"	20
5/8"	25
3/4"	30
1"	40



Pontificia Universidad Católica del Perú

TESISTA:

Luis Mendoza Remigio

ASESOR:

José Acero Martínez

DISCIPLINA:

Estructuras

ESCALA:

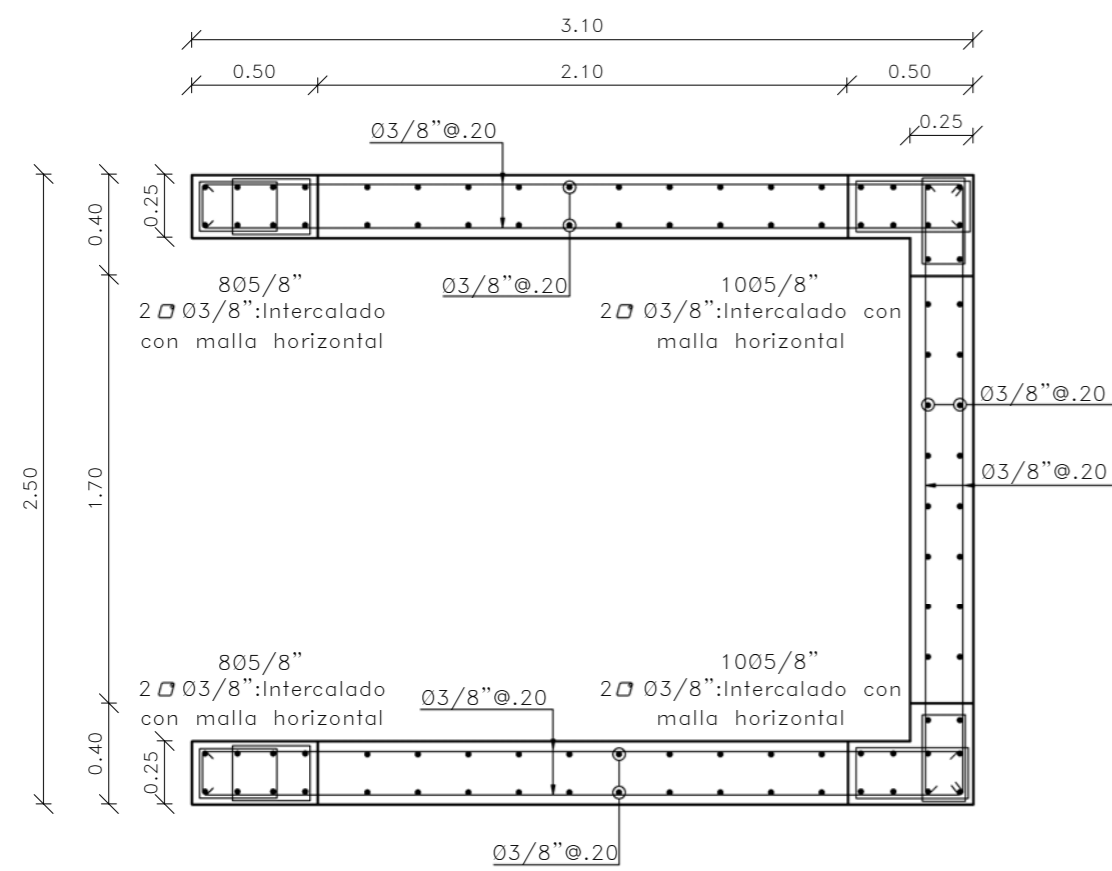
1 : 30

PLANO:

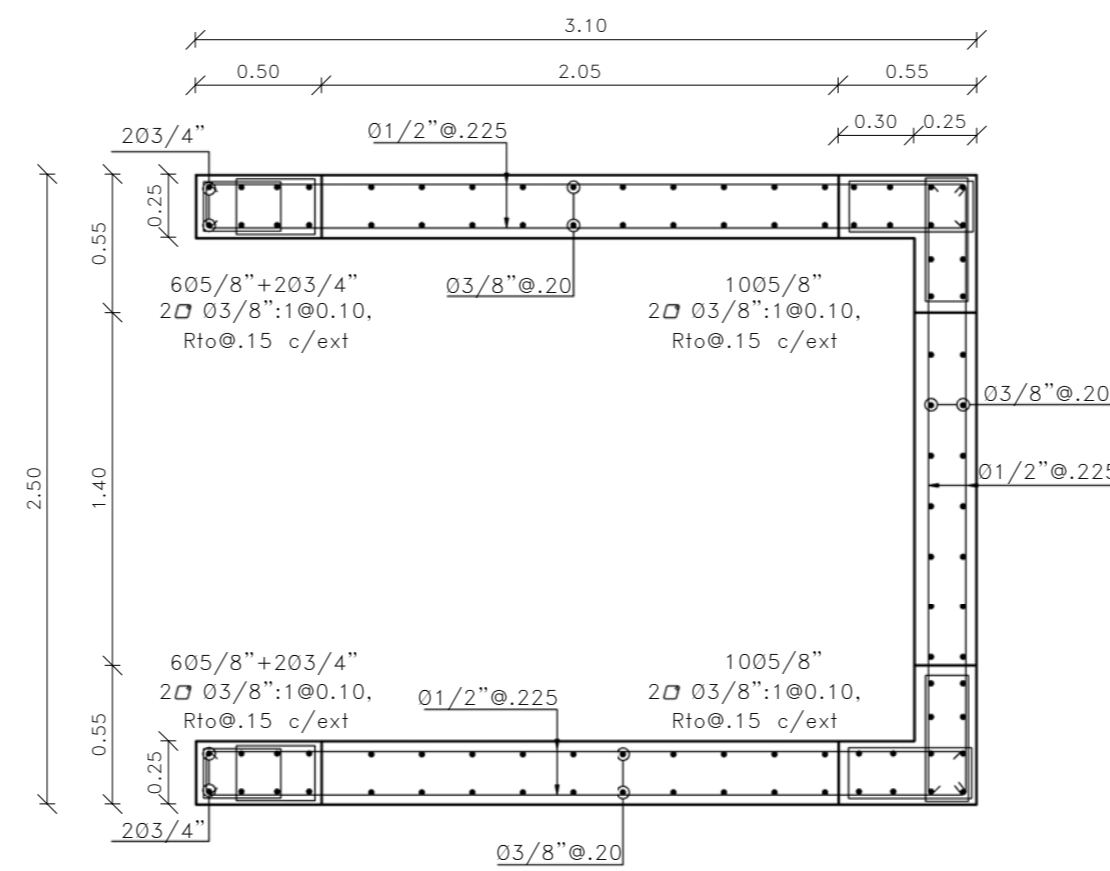
Columnas y Placas

LAMINA:

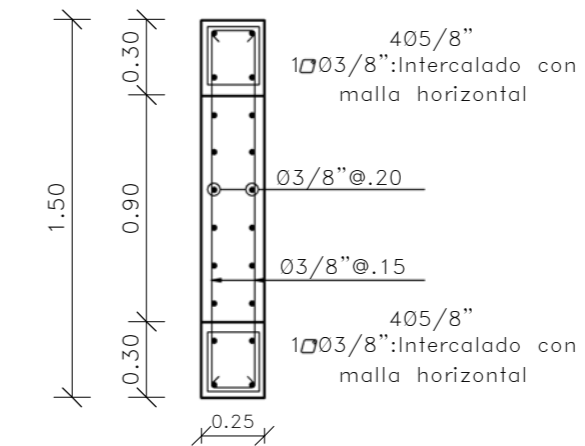
E04



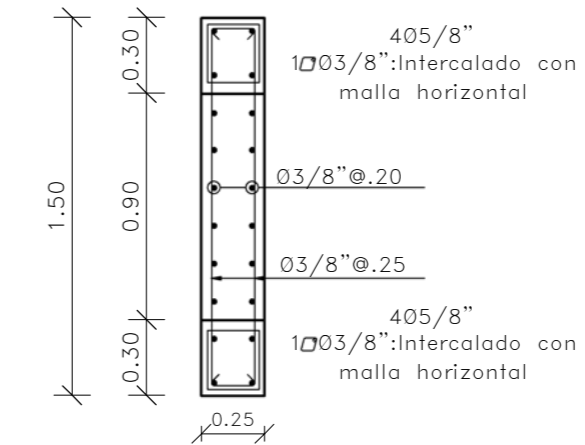
PL-2 (3er 4to y 5to piso)  
(f'c=210 kg/cm2)



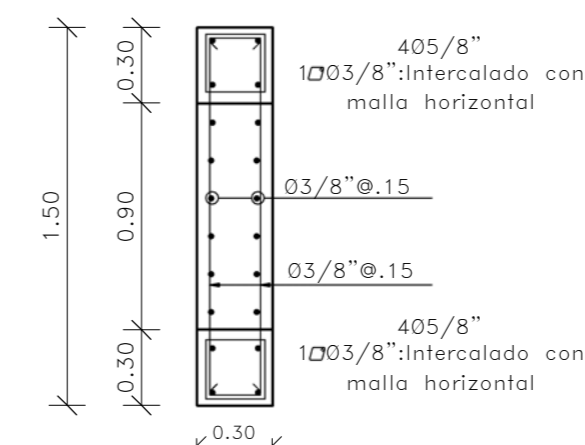
PL-2 (1er + 2do piso)  
(f'c=210 kg/cm2)



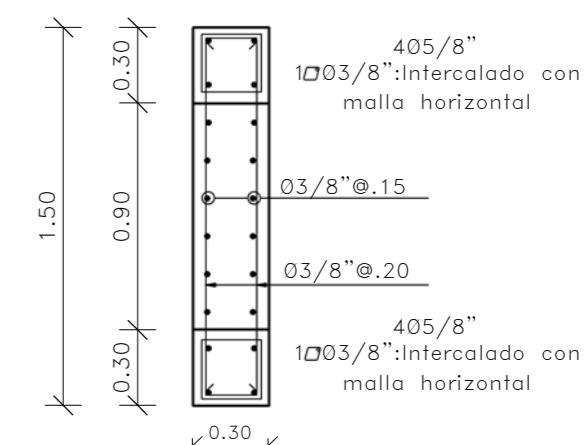
PL-1 (1er y 2do piso)  
(f'c=210 kg/cm2)



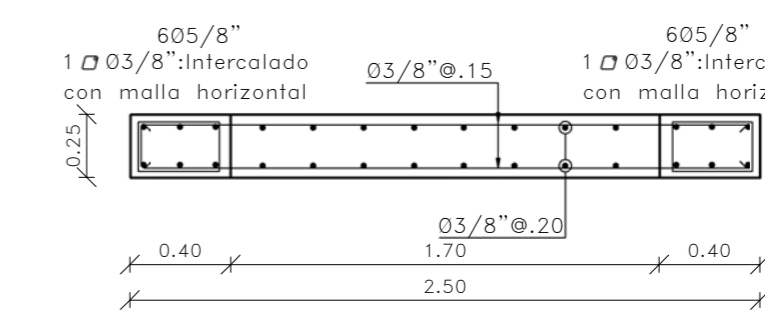
PL-1 (3er 4to y 5to piso)  
(f'c=210 kg/cm2)



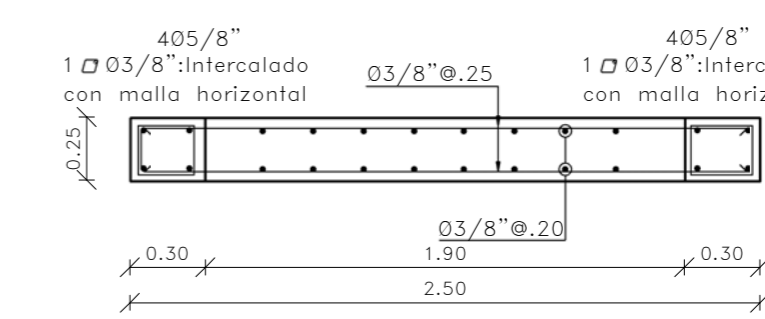
PL-1 (1er 2do piso)  
(f'c=210 kg/cm2)



PL-1 (3er 4to y 5to piso)  
(f'c=210 kg/cm2)



PL-3 y PL-5 (1er y 2do piso)  
(f'c=210 kg/cm2)



PL-3 y PL-5 (3er 4to y 5to piso)  
(f'c=210 kg/cm2)

CUADROS DE COLUMNAS

Columna	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
1er. Piso	<p>605/8" 1 <math>\square</math> 3/8":1@.05,5@.10, Rto@.175 c/ext</p>	<p>805/8" 2 <math>\square</math> 3/8":1@.05,5@.10,Rto@.175 c/ext</p>	<p>805/8" 2 <math>\square</math> 3/8":1@.05,5@.10,Rto@.175 c/ext</p>	<p>1205/8" 2 <math>\square</math> 03/8":1@.05,5@.10, Rto@.175 c/ext</p>	<p>1405/8" 2 <math>\square</math> 03/8":1@.05,9@.10, Rto@.175 c/ext</p>
2do. Piso	↓	↓	↓	↓	↓
3er. Piso	↓	↓	↓	↓	↓
4to. Piso	↓	↓	↓	↓	↓
5to. Piso	↓	↓	↓	↓	↓



Pontificia Universidad  
Católica Del Peru

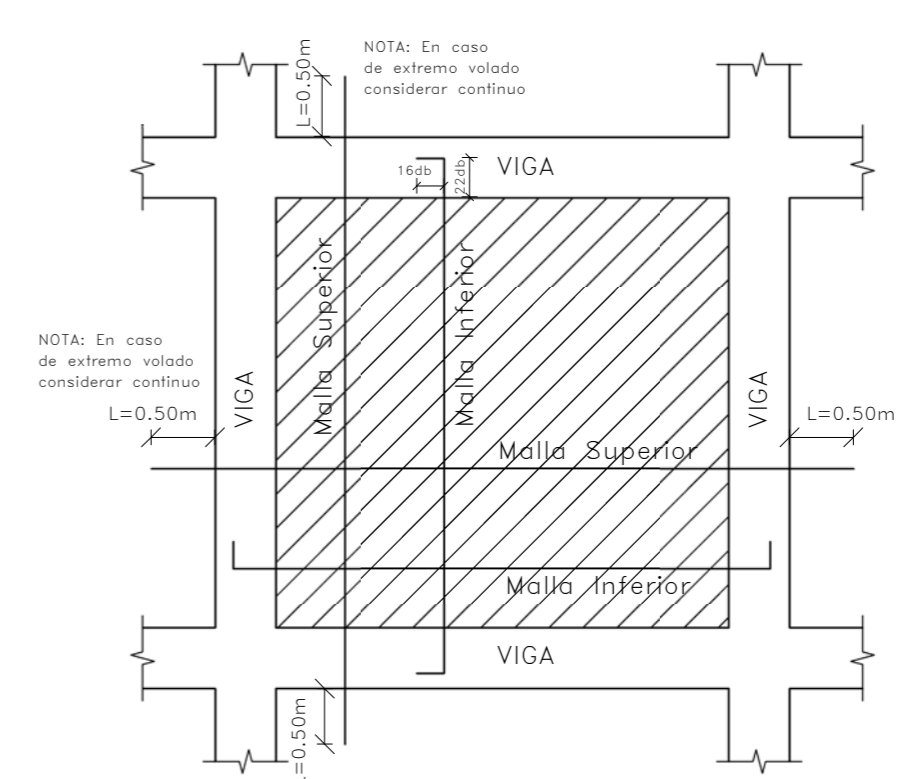
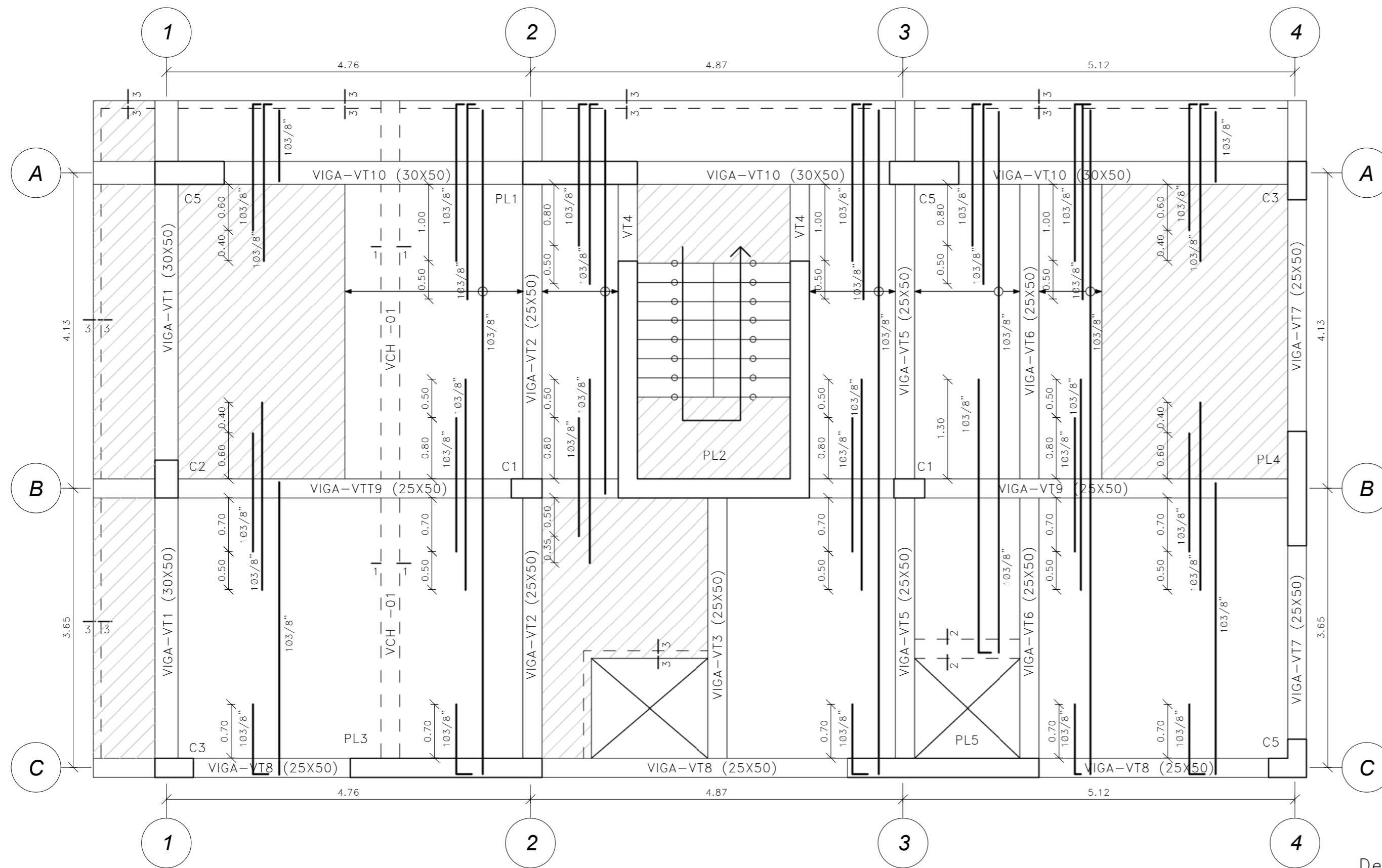
TESISTA:  
Luis Mendoza Remigio

ASESOR:  
José Acero Martínez

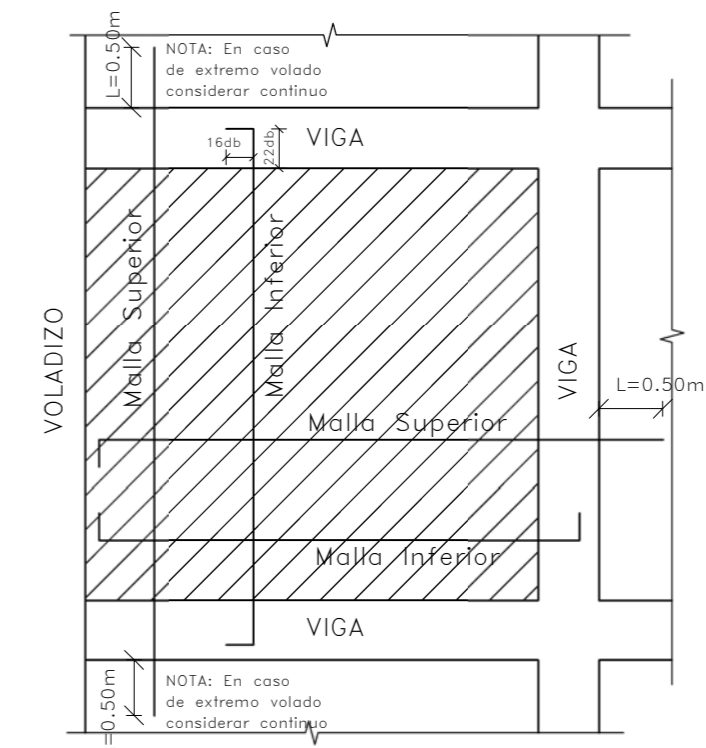
DISCIPLINA: **Estructuras** ESCALA: Como se indica

PLANO: ENCOFRADO TIPICO


LAMINA: **E05**

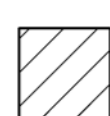


Detalle de armado de Losa Maciza  
ESCALA: S/E

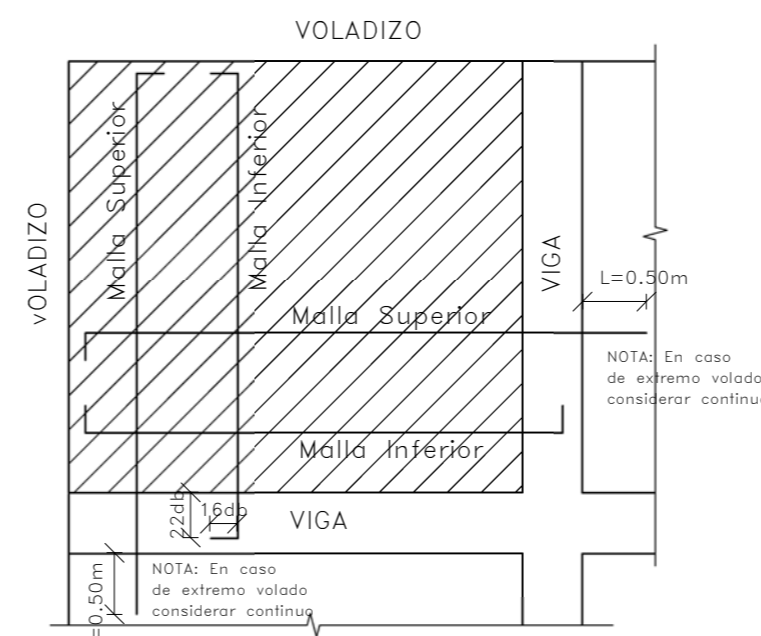


Detalle de armado de Losa Maciza con un extremo en volado  
ESCALA: S/E

 LOSA DE H=0.20m ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )  
 LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @0.40m  
 MALLA PEPRPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE 6mm@0.20m

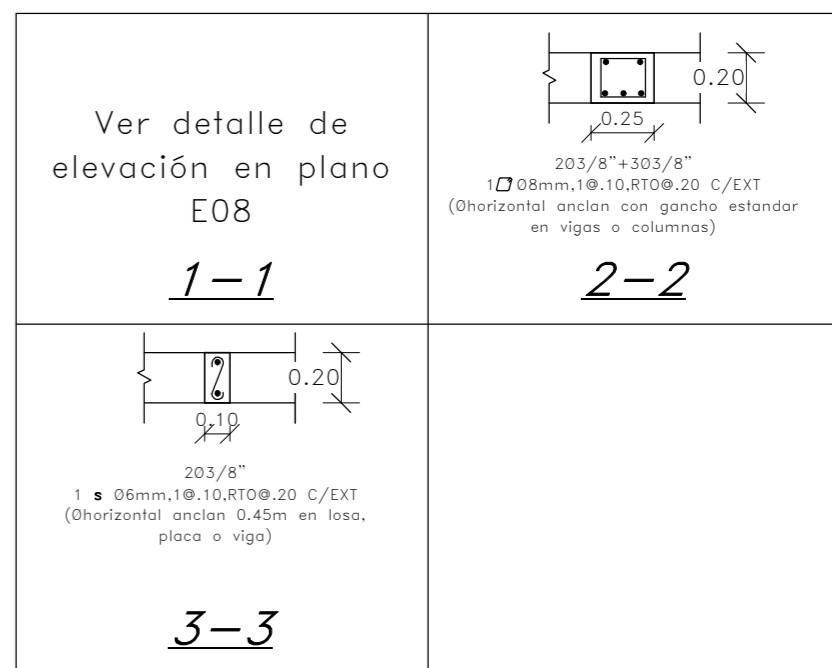
 LOSA DE H=0.20m ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )  
 LOSA MACIZA  
 MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR 06mm@.20  
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR 08mm@.20

ENCOFRADO DE TECHO PARA PISO TÍPICO  
ESCALA 1:50  
(S/C=200kg/m<sup>2</sup>)



Detalle de armado de Losa Maciza con dos extremos en volado  
ESCALA: S/E

**CORTES DE TECHO**



ESCALA 1:30



Pontificia Universidad  
Católica Del Perú

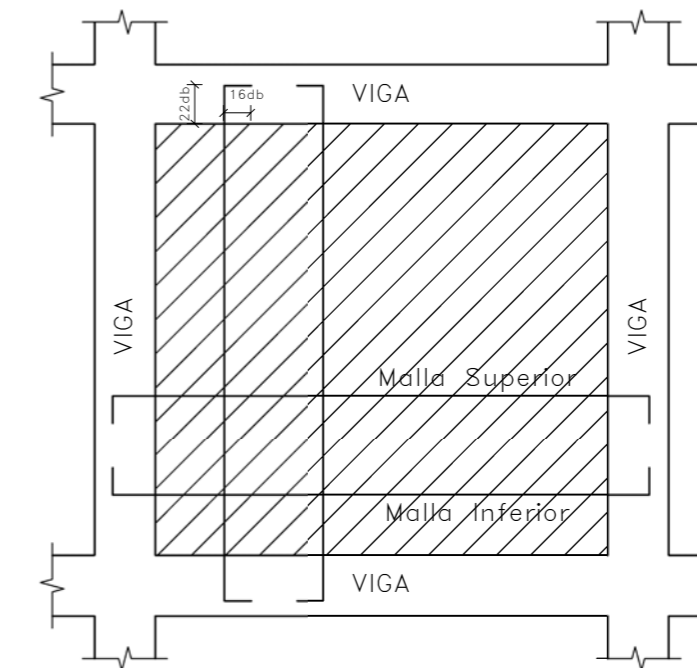
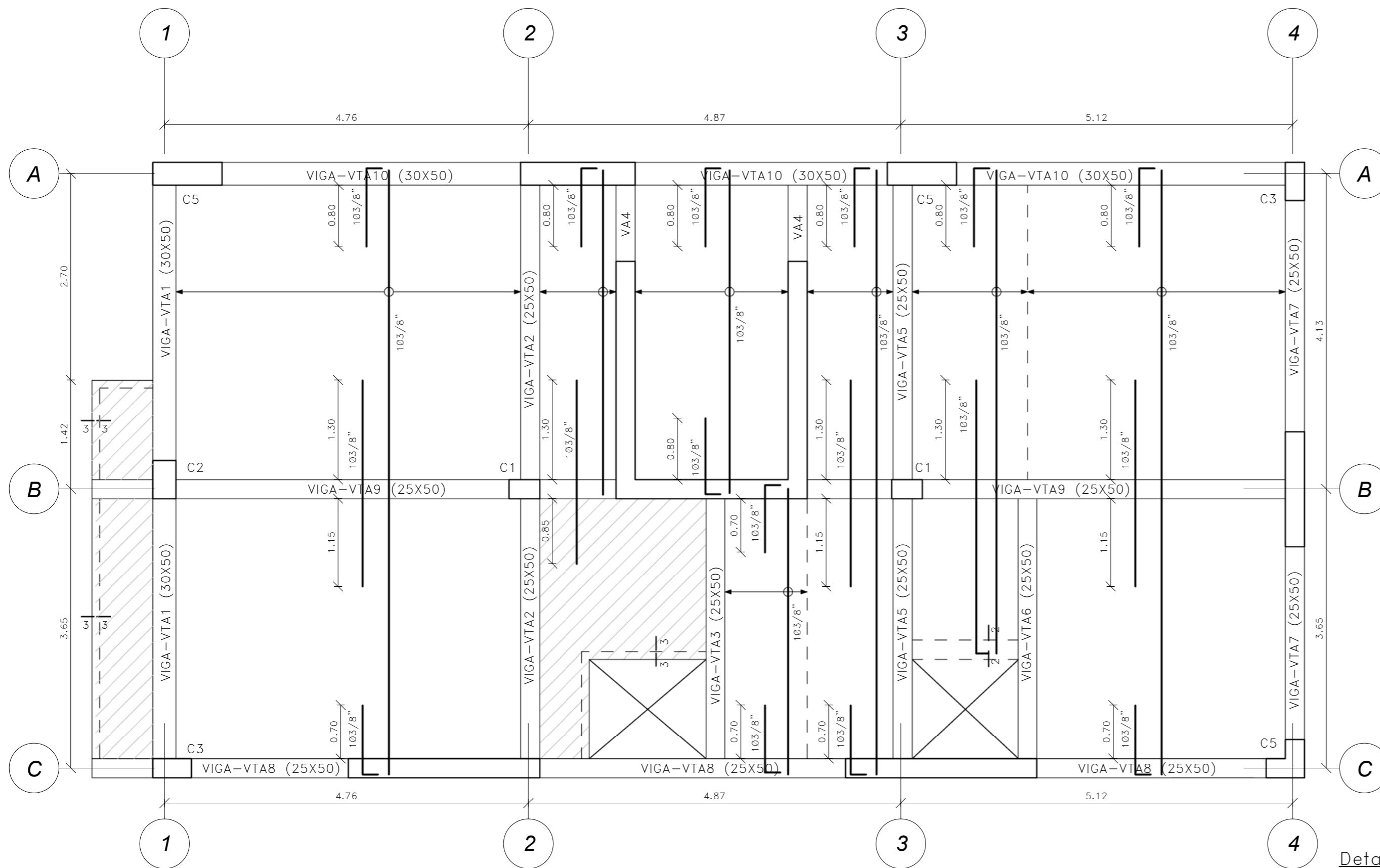
TESISTA:  
Luis Mendoza Remigio

ASESOR:  
José Acero Martínez

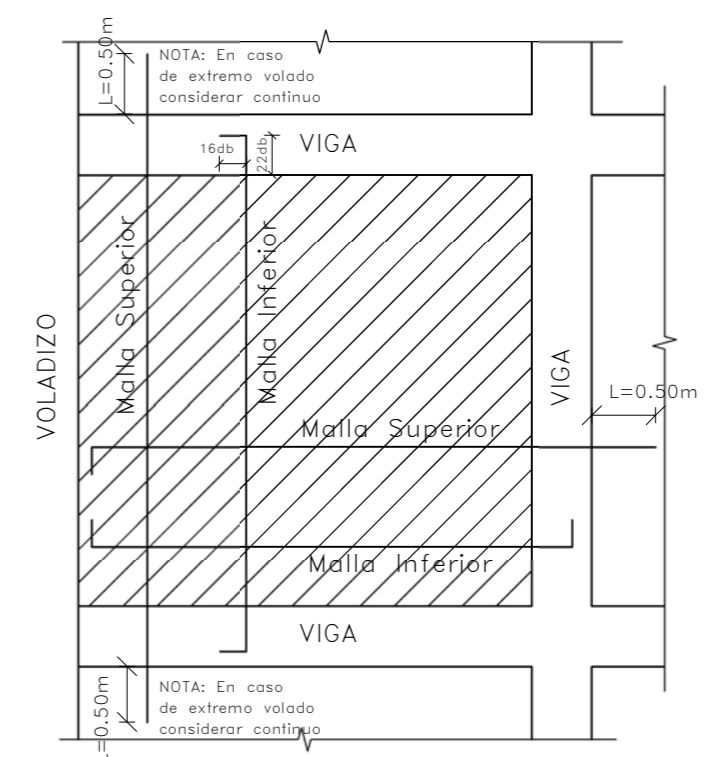
DISCIPLINA: **Estructuras** ESCALA: Como se indica

PLANO:  
ENCOFRADO AZOTEA

LAMINA:  
**E06**



Detalle de armado de Losa Maciza  
ESCALA: S/E

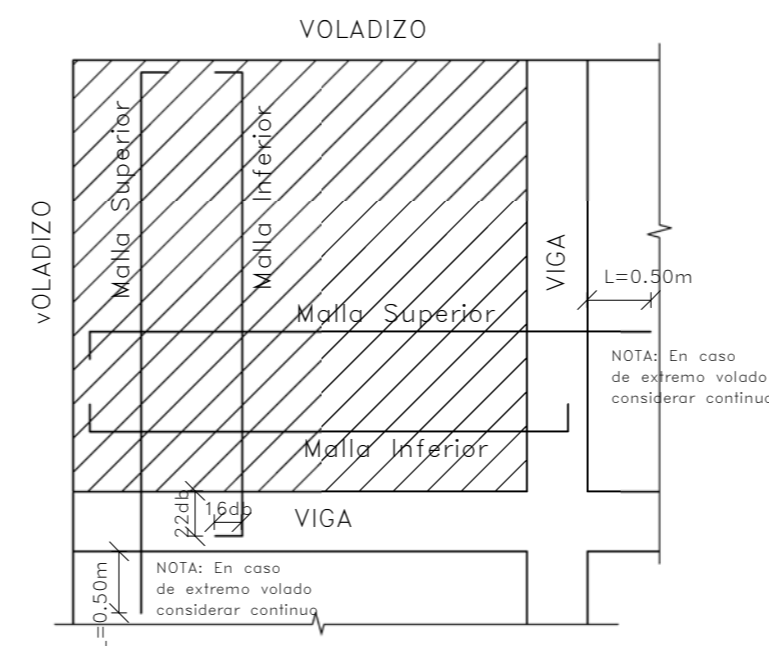


Detalle de armado de Losa Maciza con un extremo en volado  
ESCALA: S/E

- LOSA DE H=0.20m ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )
- LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL CON VIGUETAS ESPACIADAS @0.40m  
MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE 6mm@0.20m
- LOSA DE H=0.20m ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )
- LOSA MACIZA  
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR 06mm@.20  
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR 08mm@.20

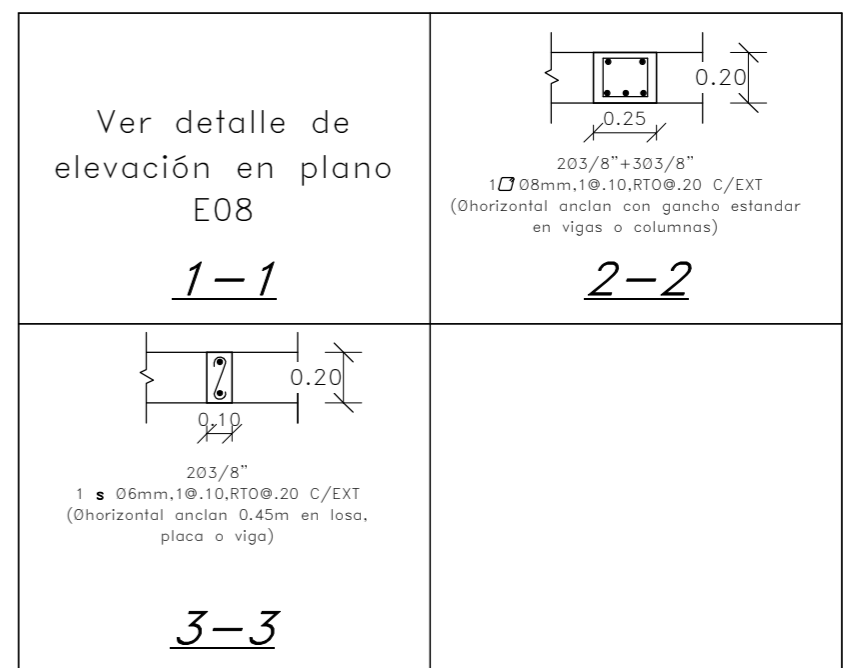
**ENCOFRADO DE TECHO PARA AZOTEA**

ESCALA 1:50  
(S/C=100kg/m<sup>2</sup>)

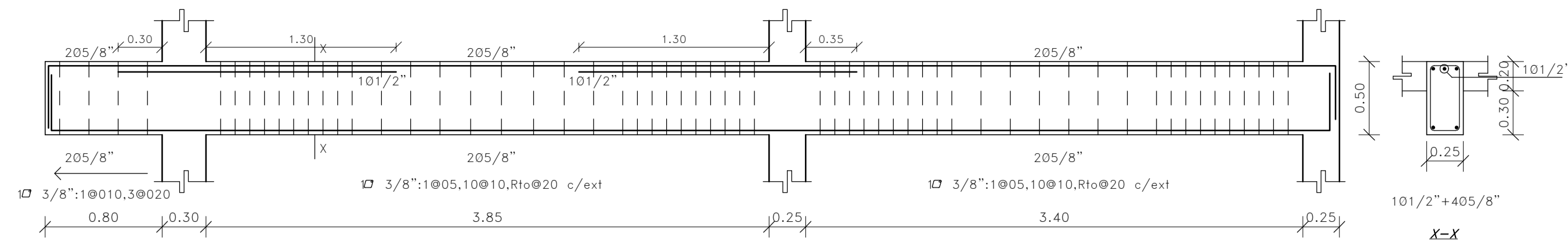


Detalle de armado de Losa Maciza con dos extremos en volado  
ESCALA: S/E

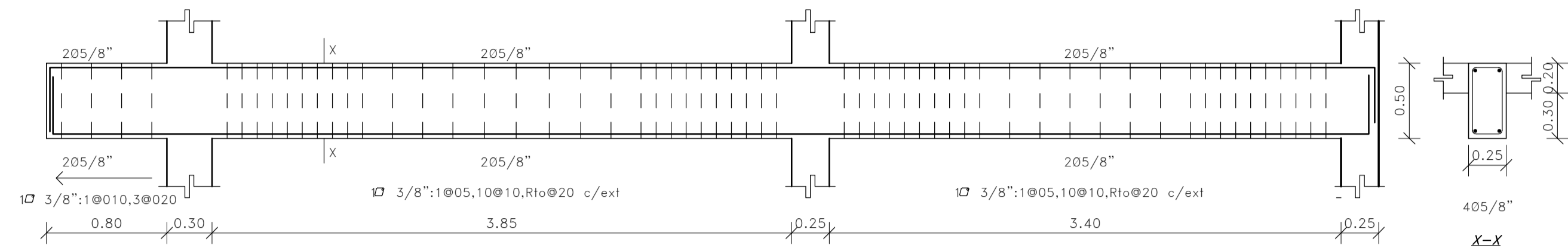
**CORTES DE TECHO**



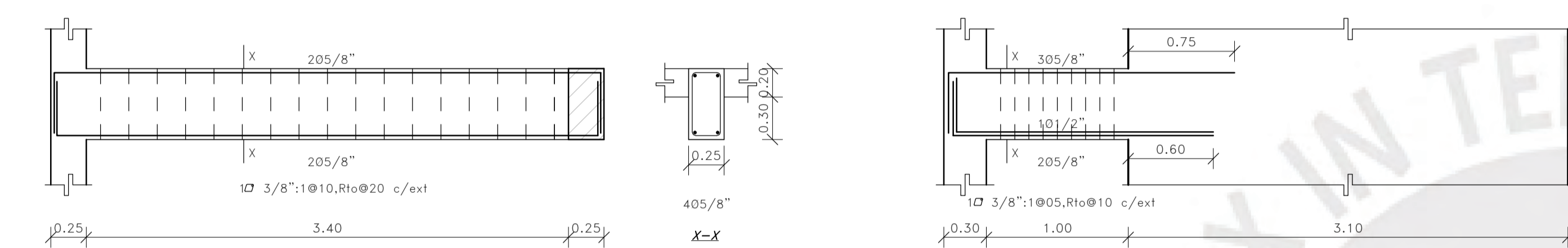
ESCALA 1:30



VIGA-VT1 (30x50) (1er. 2do. 3er y 4to Techo)

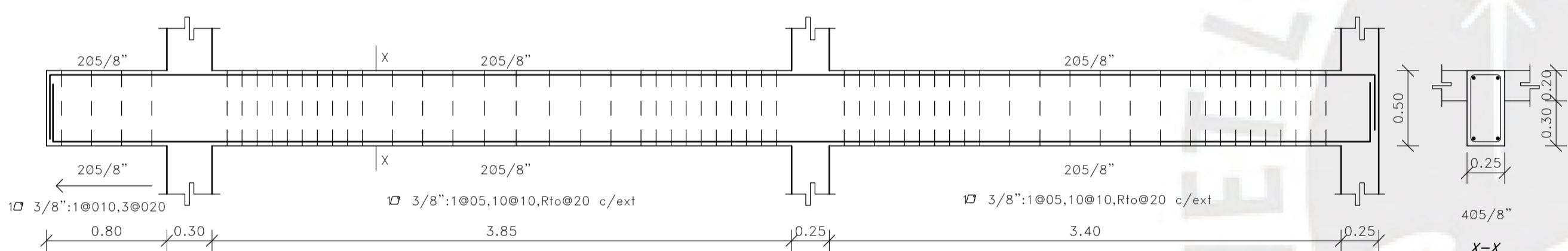


VIGA-VT2 (25x50) (1er. 2do. 3er y 4to Techo)

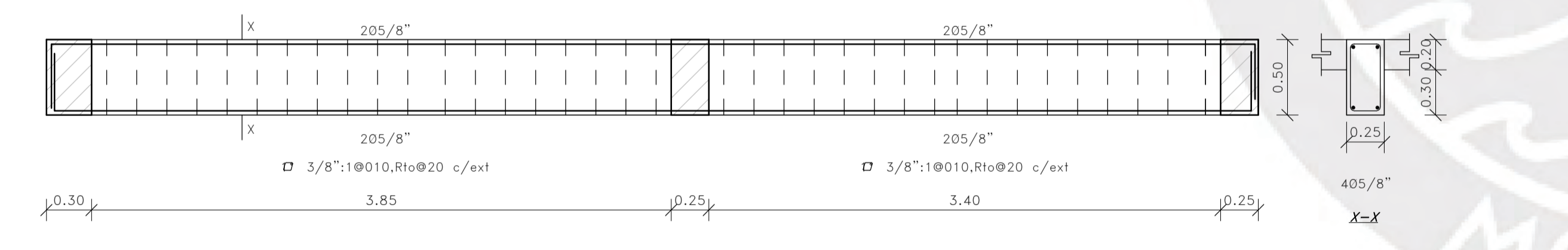


VIGA-VT3 (25x50) (1er. 2do. 3er y 4to Techo)

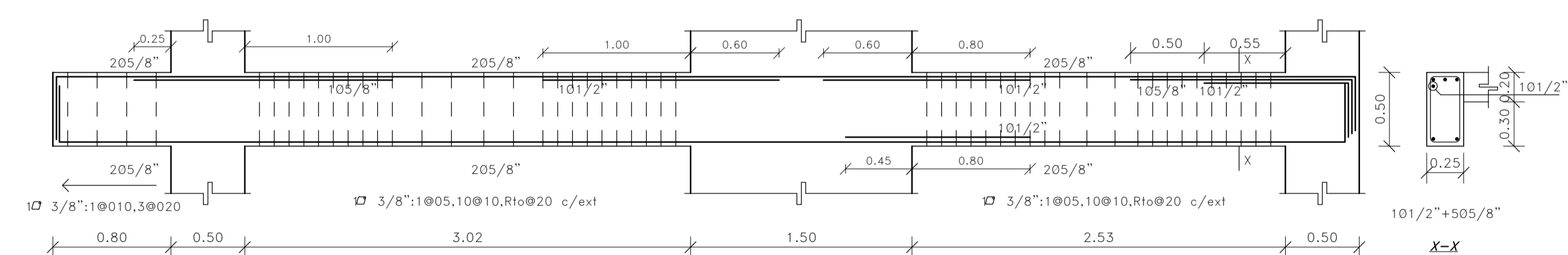
VIGA-VT4 (25x50) (1er. 2do. 3er y 4to Techo)



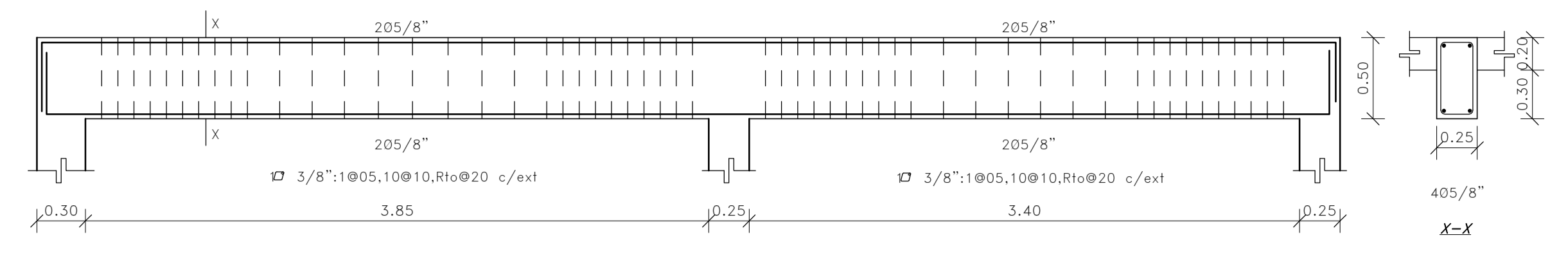
VIGA-VT5 (25x50) (1er. 2do. 3er y 4to Techo)



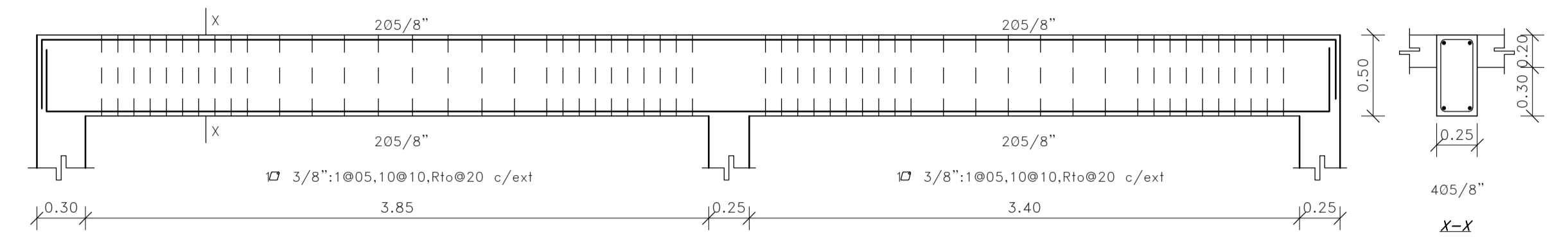
VIGA-VT6 (25x50) (1er. 2do. 3er y 4to Techo)



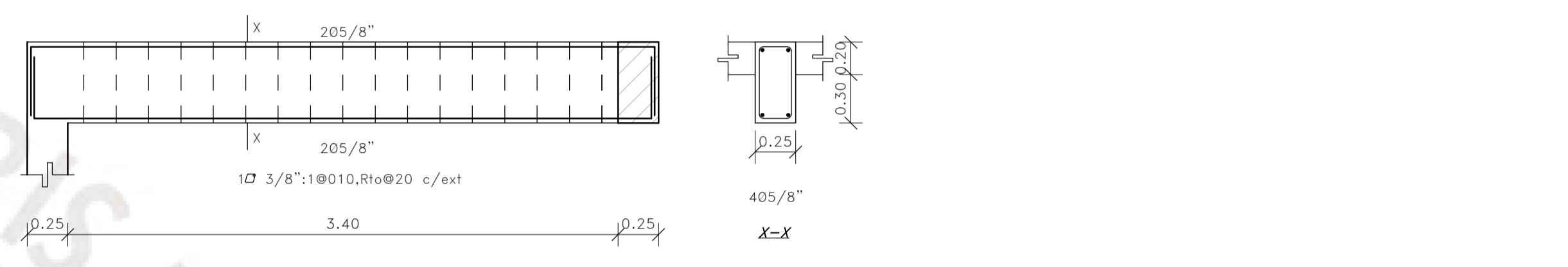
VIGA-VT7 (25x50) (1er. 2do. 3er y 4to Techo)



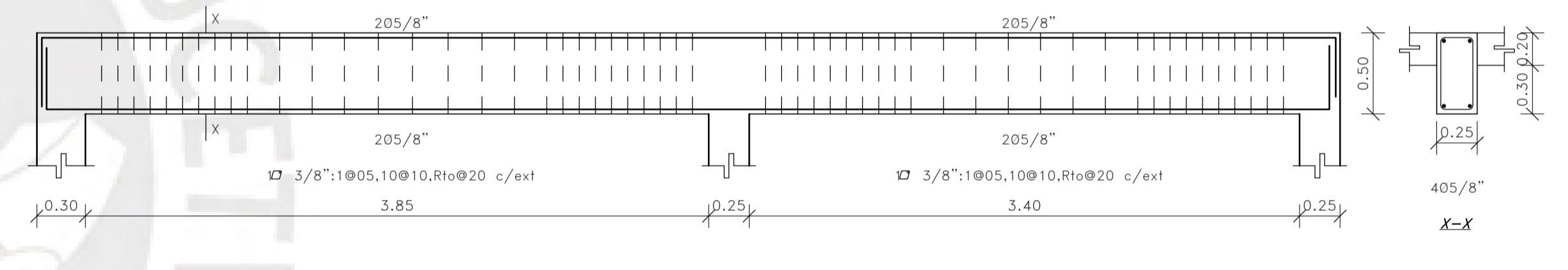
VIGA-VA1 (30x50) (AZOTEA)



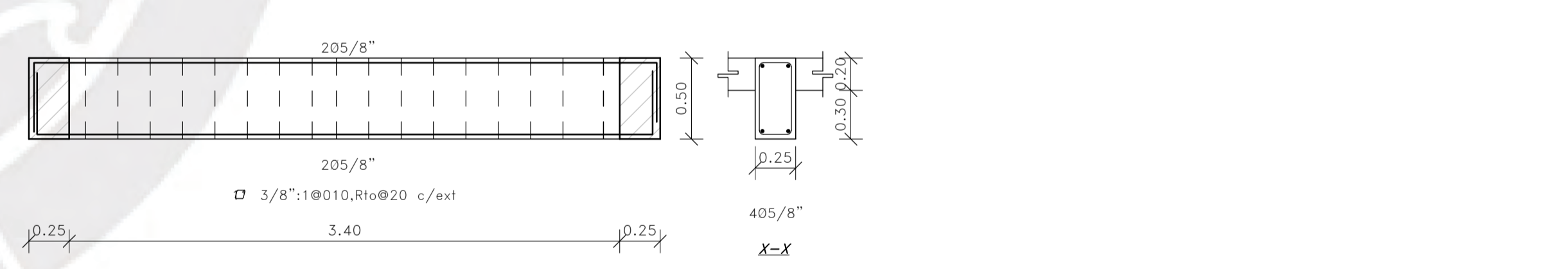
VIGA-VA2 (30x50) (AZOTEA)



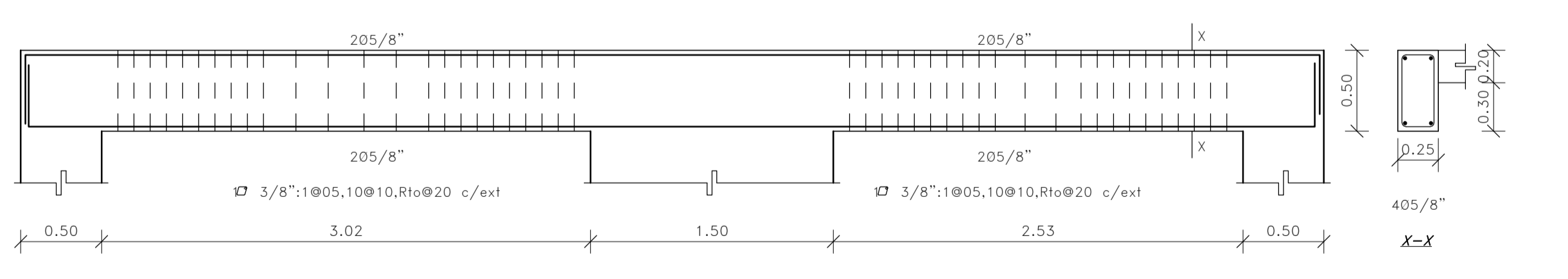
VIGA-VA3 (25x50) (Todos los niveles)



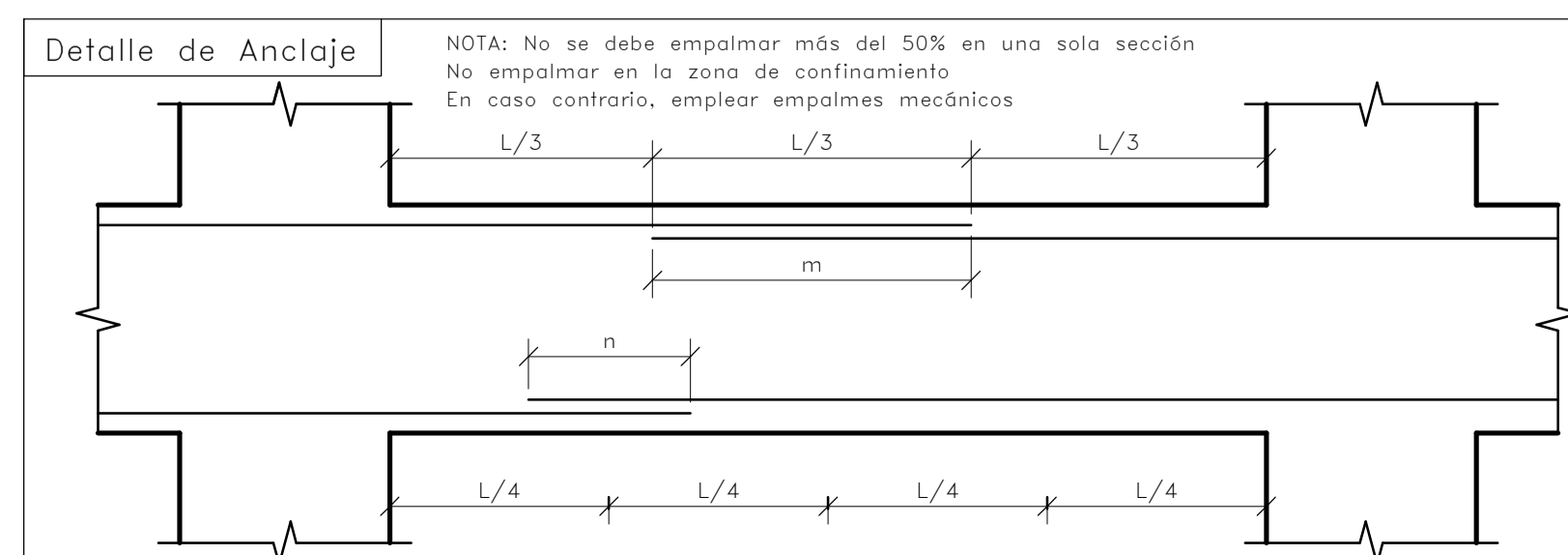
VIGA-VA5 (30x50) (AZOTEA)



VIGA-VA6 (25x50) (AZOTEA)

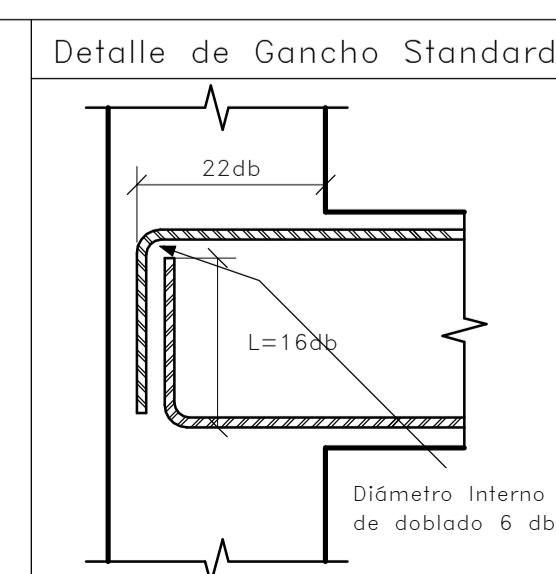


VIGA-VA7 (25x50) (AZOTEA)



NOTA: No se debe empalmar más del 50% en una sola sección  
No empalmar en la zona de confinamiento  
En caso contrario, emplear empalmes mecánicos

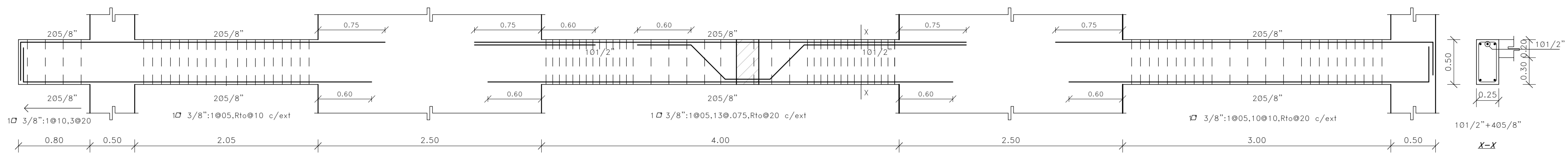
Ø	m(cm)	n(cm)
1/4"	35	30
3/8"	45	35
1/2"	60	45
5/8"	75	60
3/4"	90	70
1"	145	110



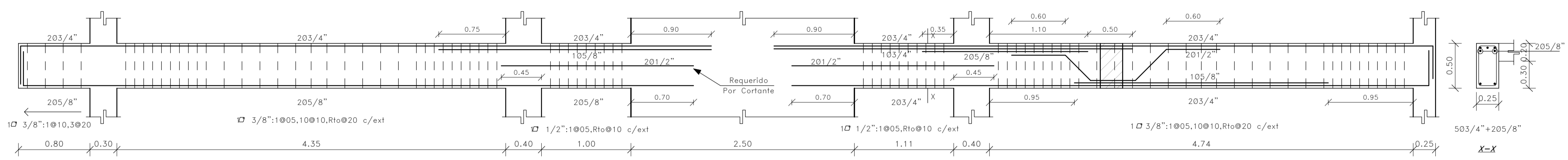
Ø	L(cm)
1/4"	12
3/8"	15
1/2"	20
5/8"	25
3/4"	30
1"	40



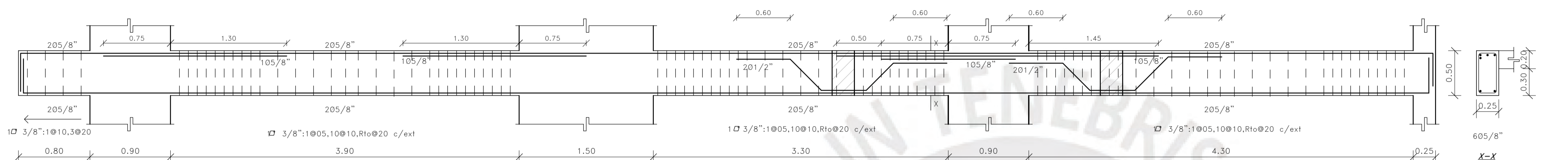
TESISTA: Luis Mendoza Remigio	ASESOR: José Acero Martínez
DISCIPLINA: Estructuras	ESCALA: 1 : 30
PLANO: VIGAS 1	LAMINA: E07



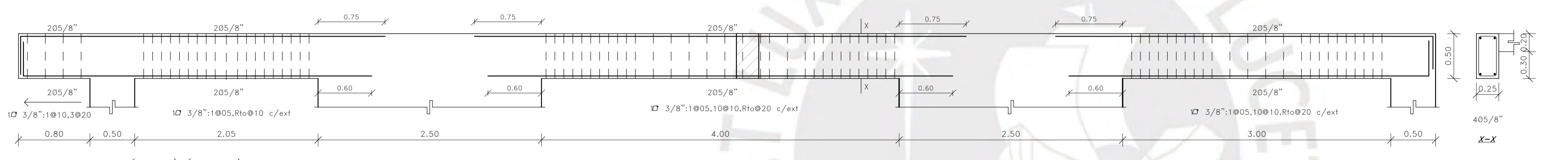
VIGA-V8 (25x50) (1er, 2do, 3er y 4to)



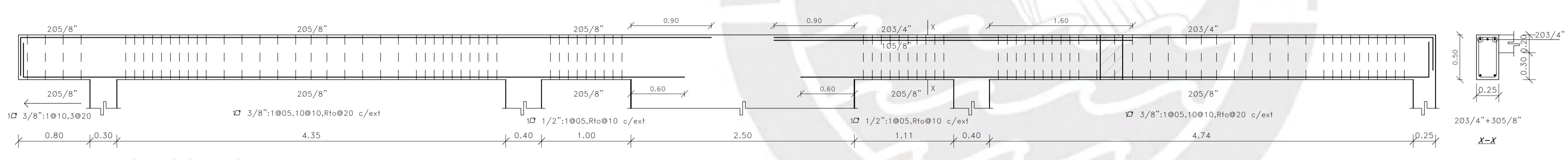
VIGA-V9 (25x50) (1er, 2do, 3er y 4to)



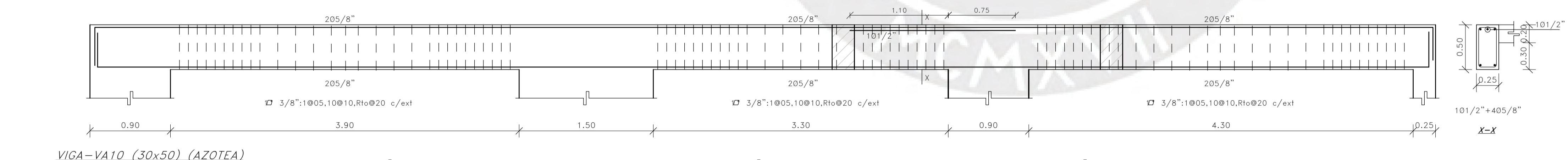
VIGA-V10 (30x50) (1er, 2do, 3er y 4to)



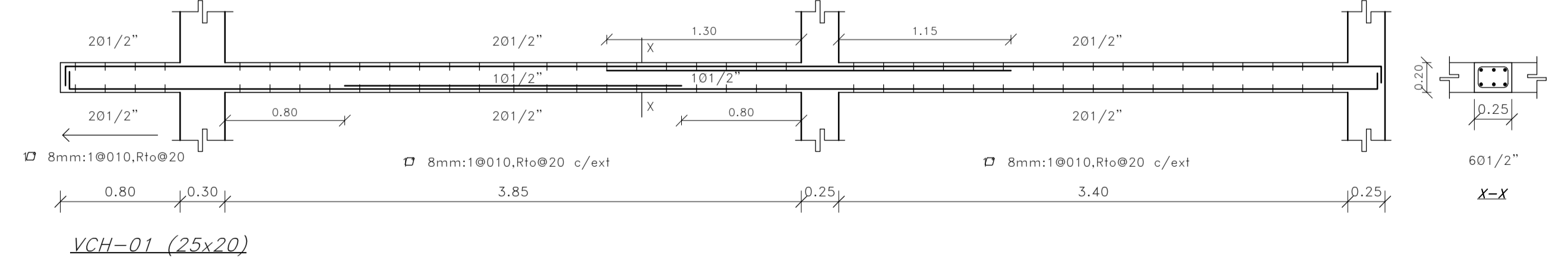
VIGA-VA8 (25x50) (AZOTEA)



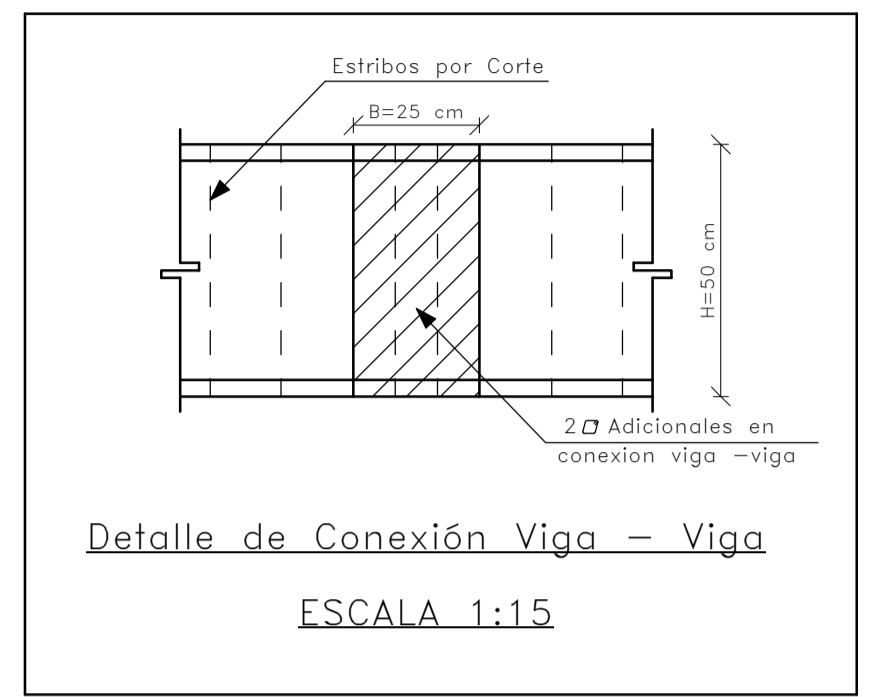
VIGA-VA9 (25x50) (AZOTEA)



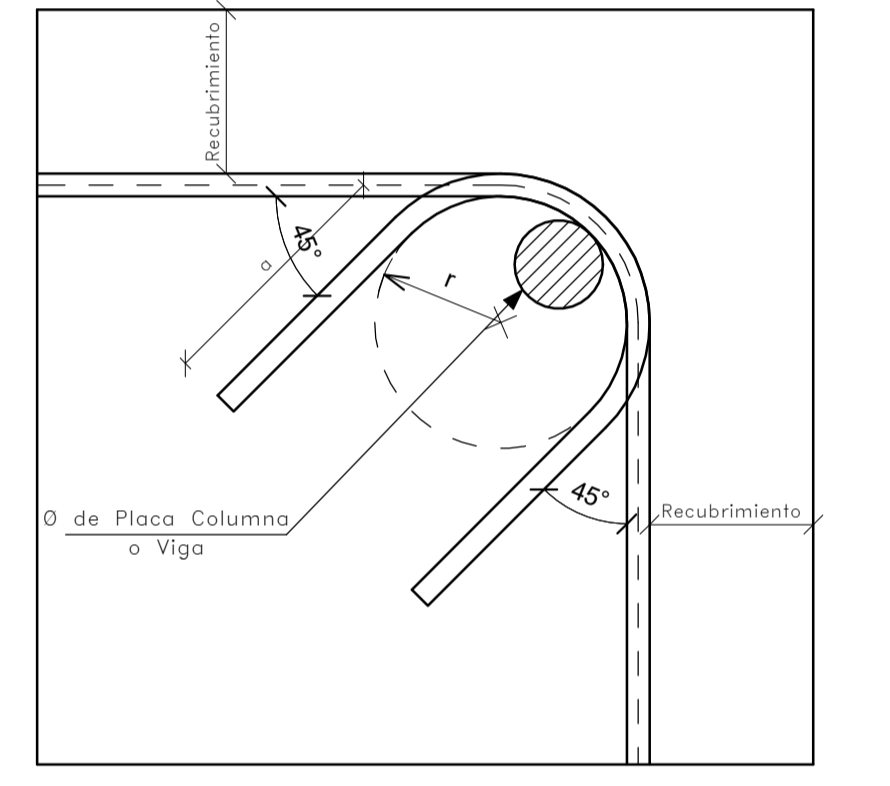
VIGA-VA10 (30x50) (AZOTEA)



VCH-01 (25x20)

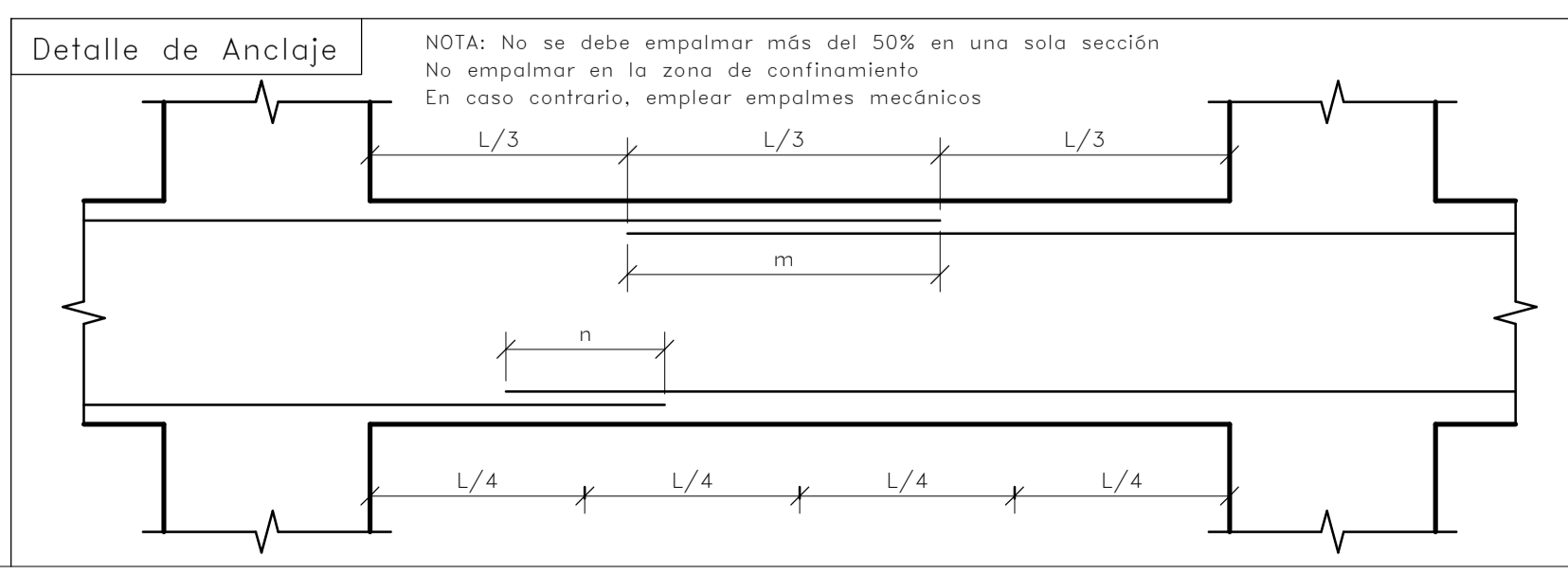


Detalle de Conexión Viga - Viga  
ESCALA 1:15



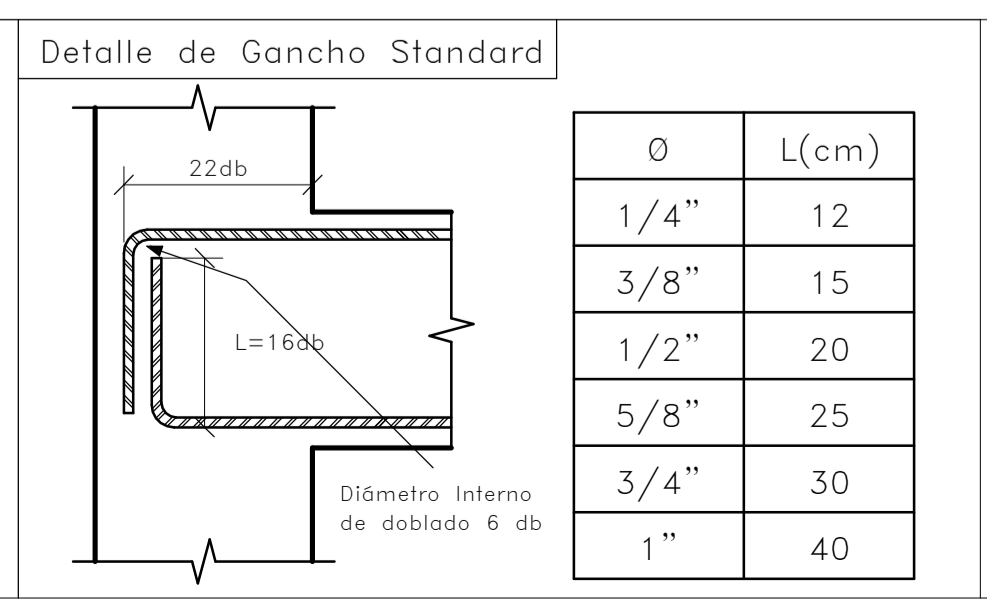
Detalle para el doblado de estribos  
En Placas, Columnas y Vigas  
SIN ESCALA

Ø	r (cm)	a (cm)
1/4" - 6mm	1.30	7.50
8mm - 3/8"	2.00	10.00
1/2"	2.50	12.50



NOTA: No se debe empalmar más del 50% en una sola sección.  
No empalmar en la zona de confinamiento.  
En caso contrario, emplear empalmes mecánicos.

Ø	m(cm)	n(cm)
1/4"	35	30
3/8"	45	35
1/2"	60	45
5/8"	75	60
3/4"	90	70
1"	145	110



Ø	L(cm)
1/4"	12
3/8"	15
1/2"	20
5/8"	25
3/4"	30
1"	40



TESISTA: Luis Mendoza Remigio	ASESOR: José Acero Martínez
DISCIPLINA: Estructuras	ESCALA: 1 : 30
PLANO: VIGAS 2	LAMINA: E08