

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 8 PISOS
EN LA CIUDAD DEL CUSCO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

SAIRE MAMANI, SHEYLA THALIA

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

CHURA CARBAJAL, ANDRE DANIEL

ASESOR:

MEJIA TREJO, PAULO ISRAEL

Lima, Febrero, 2023

Informe de Similitud

Yo, Paulo Israel Mejía Trejo, docente de la Facultad de Ciencia e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 8 PISOS EN LA CIUDAD DEL CUSCO de los(as) autores(as)


SAIRE MAMANI, SHEYLA THALIA,

CHURA CARBAJAL, ANDRE DANIEL,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 40%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 16/02/2023.
- 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, 16 de febrero del 2023

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>MEJIA TREJO PAULO ISRAEL</u>	
DNI:46416316	 PAULO ISRAEL MEJIA TREJO INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 144794
ORCID: https://orcid.org/0000-0001-9829-7735	
Firma	

RESUMEN

La presente tesis trata sobre el diseño estructural de un edificio de concreto armado cuya función es de uso mixto, multifamiliar y comercio, en la ciudad del Cusco. Este proyecto cuenta con un terreno en forma rectangular y está ubicado en esquina. Tiene un área aproximada de 350 m² y está orientado para el sector económico B. El edificio consta de 8 niveles y un semisótano, con dos departamentos por nivel, siendo un total de 14 departamentos. Por otra parte, la altura entrepiso en el semisótano, primer piso y pisos superiores es de 2.75 m, 3.00 m y 2.75 m respectivamente, con una altura total de 25 m.

El diseño estructural de la edificación será desarrollado a lo largo del documento. En primer lugar, se va realizar una descripción general acerca de las características a desarrollar, principales materiales de construcción y la normativa a emplear para realizar el análisis y diseño estructural. Luego se va realizar la estructuración y predimensionamiento aplicando criterios de simplicidad y simetría, siendo un sistema estructural compuesto por pórticos de columnas, placas y vigas con problemas de torsión debido a que se ubica en una esquina. Con la estructuración definida se va predimensionar todos los elementos estructurales como losas, vigas, placas, columnas y cimentaciones.

Posteriormente, se va a realizar el análisis estructural del edificio usando un modelo tridimensional con todos los elementos estructurales en el programa ETABS para realizar el análisis sísmico y dinámico, de acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018). Con los resultados del análisis verificaremos los datos del pre dimensionamiento, para que se validen las dimensiones de las secciones en caso lo requieran. Finalmente, se realizará el diseño de los elementos estructurales de concreto armado de acuerdo a la Norma E.060 de Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones. (RNE, 2009)

ÍNDICE GENERAL

Capítulo 1	1
Aspectos generales.....	1
1.1. Objetivos del Proyecto	1
1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto	1
1.3. Especificaciones técnicas del proyecto	3
1.3.1. Reglamentos.....	3
1.3.2. Cargas de diseño.....	4
1.3.3. Materiales empleados.....	5
Capítulo 2	6
Estructuración y predimensionamiento.....	6
2.1. Estructuración	6
2.2. Predimensionamiento	7
2.2.1. Predimensionamiento de losa aligerada.....	7
2.2.2. Predimensionamiento de losa maciza.....	8
2.2.3. Predimensionamiento de vigas peraltadas	8
2.2.4. Predimensionamiento de columnas.....	10
2.2.5. Predimensionamiento de placas	11
Capítulo 3	12
Análisis Sísmico.....	12
3.1. Generalidades.....	12
3.2. Análisis Preliminar	12
3.2.1. Zonificación	12
3.2.2. Condiciones Geotécnicas.....	14
3.2.3. Factor de amplificación sísmica.....	14
3.2.4. Categoría de la edificación	15
3.2.5. Sistema estructural.....	15
3.2.6. Factores de irregularidad	16
3.3. Análisis Modal	16
3.4. Análisis Estático	18
3.4.1. Centro de Rigidez y Centro de Masa	19
3.4.2. Peso del edificio.....	19
3.4.3. Fuerza cortante en la base	20
3.5. Análisis Dinámico.....	21
3.5.1. Aceleración Espectral	21

3.5.2. Desplazamiento de Respuesta	22
3.5.3. Verificaciones	23
3.6. Junta sísmica.....	29
Capítulo 4	31
Diseño de losas aligeradas y macizas	31
4.1. Diseño de losa aligerada.....	31
4.1.1. Análisis estructural	31
4.1.2. Diseño por flexión	31
4.1.3. Diseño por corte	33
4.1.4. Control de deflexiones	33
4.1.5. Ejemplo de diseño	34
4.2. Diseño de losa maciza	38
4.2.1. Análisis estructural	39
4.2.2. Diseño por flexión	39
4.2.3. Diseño por corte	40
4.2.4. Ejemplo de diseño	40
Capítulo 5	45
Diseño de vigas.....	45
5.1. Análisis estructural	45
5.2. Diseño por flexión	45
5.3. Diseño por corte	46
5.4. Diseño por capacidad	48
5.5. Control de deflexiones	48
5.6. Control de la fisuración	49
5.8. Ejemplo de diseño	49
Capítulo 6	59
Diseño de columnas	59
6.1. Análisis estructural	59
6.2. Diseño por flexocompresión	59
6.3. Diseño por corte	60
6.4. Ejemplo de diseño	63
Capítulo 7	70
Diseño de Placas.....	70
7.1. Análisis estructural	70
7.2. Diseño por flexocompresión	70
7.3. Diseño por corte	70

7.4. Ejemplo de diseño	71
Capítulo 8	78
Diseño de cimentaciones	78
8.1. Características del suelo	78
8.2. Diseño de zapata aislada	78
8.2.1. Análisis estructural	78
8.2.2. Dimensionamiento por presión admisible	79
8.2.3. Verificación de esfuerzos.....	79
8.2.4. Verificación de corte por flexión	80
8.2.5. Verificación del corte por punzonamiento.....	81
8.2.6. Diseño por flexión	83
8.3. Diseño de zapata combinada	83
8.4. Diseño de vigas de cimentación	83
8.5. Ejemplo de diseño zapata aislada y combinada.....	83
8.5.1. Zapata Aislada	84
8.5.2. Zapata Combinada.....	89
8.5.3. Vigas de cimentación.....	93
Capítulo 9	96
Diseño de elementos adicionales.....	96
9.1. Diseño de escaleras	96
9.1.1. Análisis estructural	96
9.1.2. Diseño por flexión	96
9.1.3. Diseño por corte	96
9.1.4. Ejemplo de diseño	97
10. Comentarios y conclusiones.....	101
Bibliografía.....	104
Anexo 01	105
Anexo 02	106

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	4
<i>Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones</i>	4
Tabla 2	5
<i>Parámetros del concreto</i>	5
Tabla 3	5
<i>Parámetros del acero de refuerzo</i>	5
Tabla 4	5
<i>Parámetros de albañilería</i>	5
Tabla 5	8
<i>Espesores típicos y luces máximas recomendadas</i>	8
Tabla 6	9
<i>Luz máxima en vigas principales</i>	9
Tabla 7	9
<i>Predimensionamiento de vigas</i>	9
Tabla 8	10
<i>Predimensionamiento de columnas</i>	10
Tabla 9	13
<i>Factores de zona sísmica</i>	13
Tabla 10	14
<i>Factores de suelo "S"</i>	14
Tabla 11	14
<i>Periodo "Tp" y "Tl"</i>	14
Tabla 12	15
<i>Factores de uso</i>	15
Tabla 13	15
<i>Sistemas estructurales y Coeficiente básico de reducción de las Fuerzas sísmicas (Ro)</i>	15
Tabla 14	17
<i>Modo de vibración</i>	17
Tabla 15	18
<i>Periodos fundamentales</i>	18
Tabla 16	19
<i>Centro de Rigidez y Centro de Masa</i>	19
Tabla 17	19
<i>Masa y Peso sísmico</i>	19

Tabla 18	20
<i>Fuerza cortante basal correspondiente a cada dirección</i>	20
Tabla 19	21
<i>Fuerzas de diseño escaladas</i>	21
Tabla 20	21
<i>Espectro de diseño por Periodo de vibración</i>	21
Tabla 21	22
<i>Deriva inelástica máxima en dirección X</i>	22
Tabla 22	23
<i>Deriva inelástica máxima en dirección Y</i>	23
Tabla 23	23
<i>Fuerza cortante</i>	23
Tabla 24	24
<i>Irregularidad de Piso blando en dirección X</i>	24
Tabla 25	24
<i>Irregularidad de Piso blando en dirección Y</i>	24
Tabla 26	25
<i>Irregularidad de Piso débil en dirección X y Y</i>	25
Tabla 27	26
<i>Irregularidad de Masa o Peso</i>	26
Tabla 28	27
<i>Irregularidad Torsional en dirección X con excentricidad en dirección Y</i>	27
Tabla 29	27
<i>Irregularidad Torsional en dirección Y con excentricidad en dirección X</i>	27
Tabla 30	30
<i>Junta sísmica de la edificación</i>	30
Tabla 31	33
<i>Control de deflexiones</i>	33
Tabla 32	34
<i>Cargas de gravedad de la vigueta de un piso típico</i>	34
Tabla 33	36
<i>Cálculo de la cuantía de acero en cada eje de la losa aligerada</i>	36
Tabla 34	37
<i>Diseño por cortante</i>	37
Tabla 35	37
<i>Control de deflexiones</i>	37

Tabla 36	41
<i>Cargas de gravedad de 1 m de losa maciza de un piso típico</i>	41
Tabla 37	43
<i>Cálculo de la cuantía de acero en la dirección X, Y de la losa maciza</i>	43
Tabla 38	43
<i>Diseño por cortante de la losa maciza</i>	43
Tabla 39	49
<i>Control de deflexiones</i>	49
Tabla 40	50
<i>Metrado de cargas distribuidas en la viga del Eje B</i>	50
Tabla 41	51
<i>Metrado de cargas muertas puntuales en la viga del Eje B</i>	51
Tabla 42	53
<i>Cálculo de la cuantía de acero en cada tramo de la viga</i>	53
Tabla 43	56
<i>Diseño por capacidad de la viga</i>	56
Tabla 44	56
<i>Control de deflexiones de la viga</i>	56
Tabla 45	57
<i>Control de fisuración de la viga</i>	57
Tabla 46	63
<i>Metrado de la columna C-04 (0.40x0.60)</i>	63
Tabla 47	64
<i>Cargas de gravedad y cargas sísmicas de la columna C-04</i>	64
Tabla 48	65
<i>Combinaciones de cargas de la columna C-04</i>	65
Tabla 49	67
<i>Diseño por corte</i>	67
Tabla 50	69
<i>Diseño por capacidad de la columna C-04</i>	69
Tabla 51	72
<i>Cargas de placa PI2</i>	72
Tabla 52	72
<i>Combinaciones de diseño PI2</i>	72
Tabla 53	84
<i>Cargas de zapata 3</i>	84

Tabla 54	85
<i>Características de la zapata</i>	85
Tabla 55	85
<i>Esfuerzos en la zapata</i>	85
Tabla 56	92
<i>Cálculo de Acero zapata combinada</i>	92
Tabla 57	94
<i>Cálculo de la cuantía de acero en cada tramo de la viga de cimentación.</i>	94
Tabla 58	97
<i>Cargas de gravedad de una losa de escalera</i>	97
Tabla 59	98
<i>Cálculo de la cuantía de acero para la escalera</i>	98
Tabla 60	99
<i>Diseño por cortante de la escalera</i>	99

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Plantas de arquitectura semisótano y primer nivel	2
<i>Figura 2.</i> Plantas de arquitectura de piso típico y entretecho.....	3
<i>Figura 3.</i> Encofrado de planta típica.	7
<i>Figura 4.</i> Ubicación del proyecto en Google Earth.....	12
<i>Figura 5.</i> Zonas sísmicas del Perú.....	13
<i>Figura 6.</i> Vista 3D del modelo estructural del edificio.	18
<i>Figura 7.</i> Espectro de diseño	22
<i>Figura 8.</i> Vigas para evitar la irregularidad por esquinas entrantes.	28
<i>Figura 9.</i> Ubicación en planta típica de losa aligerada a diseñar.	34
<i>Figura 10.</i> Cargas Wu de la losa aligerada a diseñar.....	35
<i>Figura 11.</i> Diagrama de fuerza cortante de la vigueta típica (tonf).	35
<i>Figura 12.</i> Diagrama de momento flector de la vigueta típica (tonf.m).	35
<i>Figura 13.</i> Diseño final de losa aligerada.....	38
<i>Figura 14.</i> Ubicación en planta típica de la losa maciza a diseñar.	40
<i>Figura 15.</i> Modelo estructural de la losa maciza.	41
<i>Figura 16.</i> Diagrama de momento flector dirección X. Mínimo valor= -3.47, Máximo valor=3.05. (tonf.m).....	42
<i>Figura 17.</i> Diagrama de momento flector dirección Y. Mínimo valor= -2.27, Máximo valor=1.05. (tonf.m).....	42

<i>Figura 18.</i> Diseño final de losa maciza.	44
<i>Figura 19.</i> Fuerza cortante para diseño por capacidad en vigas.....	48
<i>Figura 20.</i> Ubicación en planta típica de la viga a diseñar.	50
<i>Figura 21.</i> Diagrama de fuerza cortante de carga muerta de la viga (tonf).....	52
<i>Figura 22.</i> Diagrama de momento flector de carga muerta de la viga (tonf.m).	52
<i>Figura 23.</i> Diagrama de fuerza cortante de carga de sismo de la viga (tonf).	52
<i>Figura 24.</i> Diagrama de momento flector de carga de sismo de la viga (tonf).....	52
<i>Figura 25.</i> Diagrama de fuerza cortante de la envolvente de las combinaciones de carga de la viga (tonf).....	53
<i>Figura 26.</i> Diagrama de momento flector de la envolvente de las combinaciones de carga de la viga (tonf.m).....	53
<i>Figura 27.</i> Diseño final de la viga.....	58
<i>Figura 28.</i> Fuerza cortante de diseño en columnas.	62
<i>Figura 29.</i> Ubicación en planta típica de la columna a diseñar.....	63
<i>Figura 30.</i> Diagrama de interacción en la dirección X.....	65
<i>Figura 31.</i> Diagrama de interacción en la dirección Y.....	66
<i>Figura 32.</i> Diseño final de la columna.	69
<i>Figura 33.</i> Ubicación de la placa a diseñar.	72
<i>Figura 34.</i> Dimensiones de placa PL2.....	73
<i>Figura 35.</i> Diagrama de interacción en la dirección XX de la placa PL2.	74
<i>Figura 36.</i> Diagrama de interacción en la dirección YY de la placa PL2	74
<i>Figura 37.</i> Diseño final de la placa.....	77
<i>Figura 38.</i> Sección crítica para el diseño por corte por flexión.....	81
<i>Figura 39.</i> Sección crítica para el diseño por corte por punzonamiento.	82
<i>Figura 40.</i> Ubicación de las zapatas a diseñar.....	84
<i>Figura 41.</i> Esfuerzo último de la zapata aislada.....	86
<i>Figura 42.</i> Diseño final de zapata aislada.....	88
<i>Figura 43.</i> Esfuerzo debido a cargas de servicio de la zapata combinada.	89
<i>Figura 44.</i> Esfuerzo último de la zapata combinada.	90
<i>Figura 45.</i> Detalle de distribución de acero en zapata combinada.....	93
<i>Figura 46.</i> Momentos de la viga de cimentación a diseñar.	94
<i>Figura 47.</i> Diseño final de las vigas de cimentación.....	95
<i>Figura 48.</i> Cargas Wu de la escalera a diseñar.....	97
<i>Figura 49.</i> Diagrama de fuerza cortante de la escalera (tonf).	98
<i>Figura 50.</i> Diagrama de momento flector de la escalera (tonf.m).....	98
<i>Figura 51.</i> Diseño final de escalera.	100

Capítulo 1

Aspectos generales

1.1. Objetivos del Proyecto

Objetivo general

Realizar el análisis estructural y diseño en concreto armado de un edificio de 8 pisos y un semisótano destinado para vivienda de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones vigente (RNE, 2006).

Objetivos específicos:

- Estructurar y predimensionar los elementos estructurales de la edificación para que cumplan con los criterios de simplicidad y simetría (Blanco,1994) evitando modificar a gran escala la parte de arquitectura de la edificación.
- Metrar las cargas que reciben los diferentes elementos estructurales de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2006) E.020 Cargas.
- Realizar un análisis sísmico de la edificación de acuerdo a los criterios del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018) E.030 Diseño Sismorresistente.
- Diseñar los elementos estructurales, tales como losas, vigas, columnas, placas y cimentaciones de acuerdo la Norma E.060 Concreto Armado.

1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto

El proyecto de vivienda multifamiliar es una edificación que consta de un semisótano y 8 niveles está ubicado en la ciudad del Cusco. El terreno cuenta con un área aproximada de 350 m². El semisótano se encuentran los 8 estacionamientos, cuarto de máquinas y depósitos.

En el primer nivel se encuentra el ingreso principal al edificio, una pequeña recepción, ascensor y escaleras. Asimismo, este nivel funciona como sala de eventos y restaurante. A partir del segundo nivel se encuentran los departamentos, dos por piso. Cada uno de los pisos típicos

poseen la misma distribución: sala, comedor, cocina, lavandería, tres dormitorios, dos baños y una terraza.

La edificación cuenta con un total de 14 departamentos simples. Además, para la circulación vertical, el edificio cuenta con un ascensor y una escalera principal. En las siguientes Figuras 1 y 2, se puede observar el estacionamiento, la planta del primer nivel, la planta típica y la planta del último nivel de la edificación.

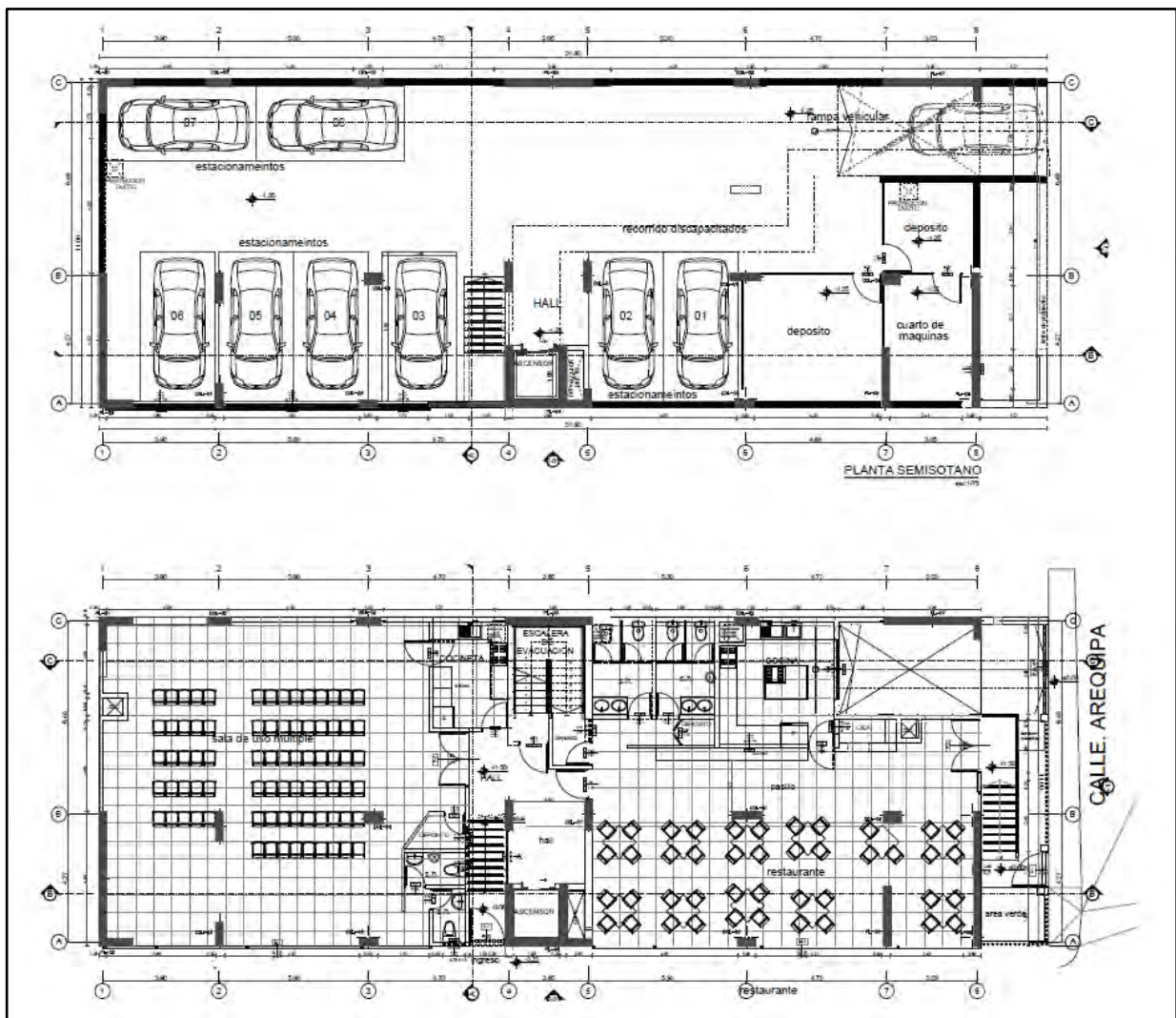


Figura 1. Plantas de arquitectura semisótano y primer nivel.
Elaboración propia.

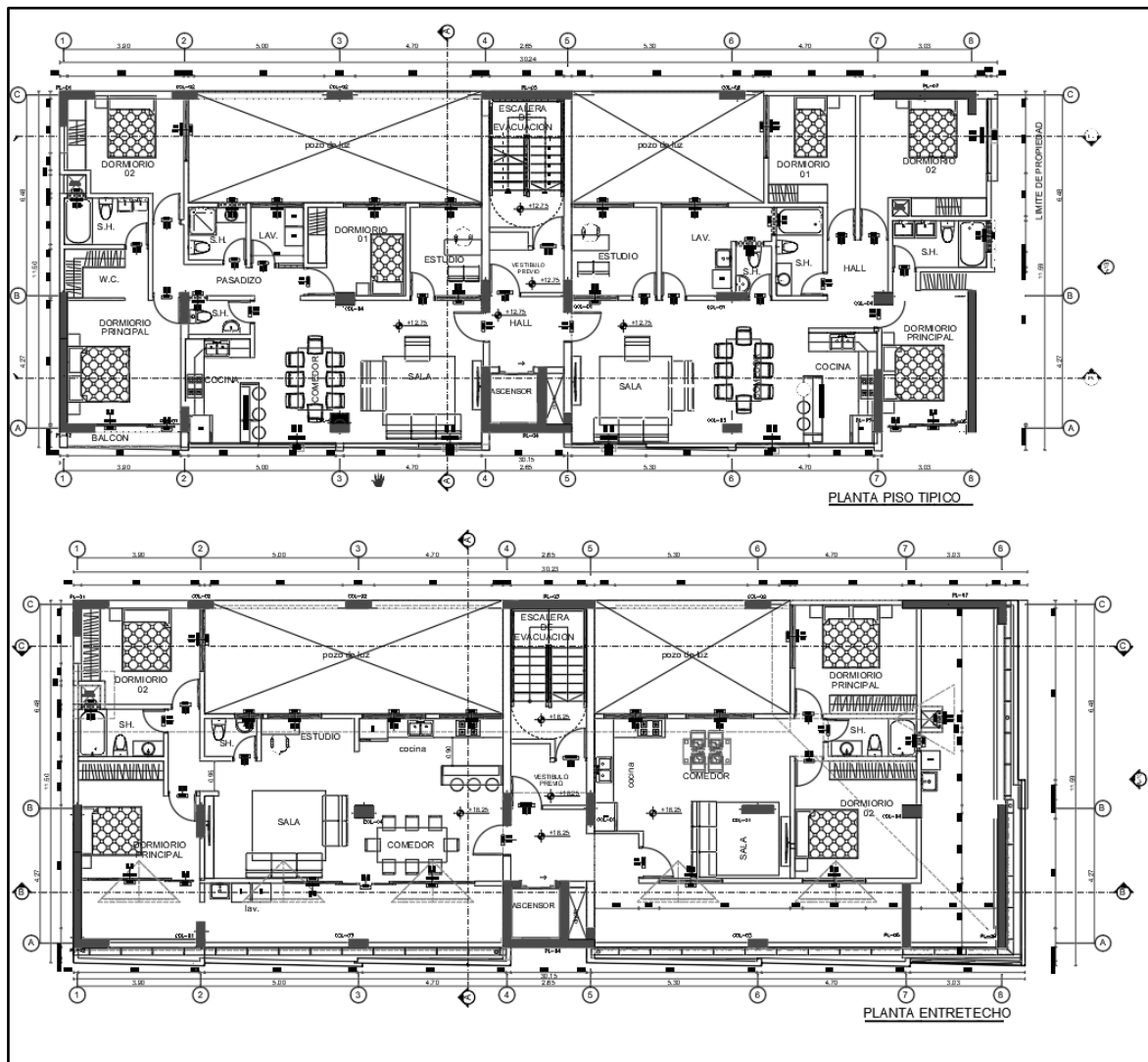


Figura 2. Plantas de arquitectura de piso típico y entretecho.
Elaboración propia.

1.3. Especificaciones técnicas del proyecto

1.3.1. Reglamentos

Para el presente diseño estructural, se tomarán los parámetros del “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE, 2006). Dicho reglamento, tiene las normas a tener en cuenta para realizar un diseño que pueda soportar las cargas que recibe tanto de la propia edificación como de la carga viva y los sismos que puedan presentarse a lo largo del tiempo.

Las normas a utilizar son:

Tabla 1

Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones

Normas	Versión actualizada de la norma
Norma E.020 Cargas	2006
Norma E.030 Diseño Sismorresistente	2018
Norma E.050 Suelos y Cimentaciones	2018
Norma E.060 Concreto Armado	2009

Nota. Elaboración propia

1.3.2. Cargas de diseño

Asimismo, el presente diseño, todos sus componentes estructurales deberán ser capaces de resistir las cargas aplicadas. Las cargas que soportará serán:

- Cargas muertas, cargas propias de la estructura (Norma E.020).
- Cargas vivas, cargas aproximadas de los ocupantes, materiales, equipos y elementos móviles (Norma E.020).
- Cargas de sismo, cargas del sismo en ambas direcciones (Norma E.030).

Las combinaciones de acuerdo a la Norma E.060 Concreto Armado (2009) son:

- Para cargas vivas y cargas muertas:

$$U = 1.4CM + 1.7 CV$$

- Para cargas de sismo:

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Considerando las cargas actuantes como Carga Muerta (CM), Carga Viva (CV) y Carga de Sismo (CS). Estas cargas tendrán combinaciones de acuerdo al reglamento y no deberán causar esfuerzos ni deformaciones excedentes. En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos. Asimismo, las cargas mínimas establecidas estarán en condiciones de servicio.

1.3.3. Materiales empleados

Para el diseño, se tendrán en cuenta las siguientes características de los materiales usados en la construcción

Concreto Armado

Se utilizará como material predominante en todos los elementos estructurales.

Tabla 2

Parámetros del concreto

Parámetros	Valor
Resistencia a la compresión del concreto ($f'c$)	210 kg/cm ²
Módulo de la elasticidad del concreto (E_c)	217000 kg/cm ²
Módulo de Poisson (ν)	0.15

Nota. Elaboración propia

Acero de refuerzo

El acero a usar será el acero corrugado grado 60, según la norma ASTM A615.

Tabla 3

Parámetros del acero de refuerzo

Parámetros	Valor
Límite de fluencia del acero (f_y)	4200 kg/cm ²
Módulo de la elasticidad del acero (E_s)	2000000 kg/cm ²

Nota. Elaboración propia

Albañilería

Los tabiques y parapetos serán conformados por unidades de albañilería maciza cuyo peso específico según la Norma E.020 Cargas (2006) es especificado.

Tabla 4

Parámetros de albañilería

Parámetros	Valor
Peso específico de albañilería maciza	1800 kg/cm ²
Peso específico de albañilería hueca	1350 kg/cm ²

Nota. Elaboración propia

Capítulo 2

Estructuración y predimensionamiento

2.1. Estructuración

La estructuración de una edificación se basa en buscar un buen comportamiento de la estructura frente a un sismo, por lo cual se deben aplicar los criterios que recomienda el Ing. Antonio Blanco en su libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, los cuales son:

- Simetría y simplicidad. De esta manera se obtiene un mejor desempeño de la edificación ante las solicitaciones sísmicas. Y será más sencillo predecir el comportamiento estructural para obtener modelos sísmicos más fiables. Así se reduce futuras fallas durante el proceso constructivo o en la vida útil del edificio.
- Uniformidad y continuidad de la estructura. En este aspecto, se pretende establecer una continuidad ya sea en planta y a lo largo de la elevación de la estructura.
- Rigidez lateral. Se debe incluir en la estructura, elementos que aporten rigidez lateral en las correspondientes direcciones, para que la edificación logre resistir las fuerzas laterales y se formen pequeñas deformaciones de tal manera que no afecte la estructura.
- Diafragmas rígidos. En este aspecto, se idealiza una losa rígida en el respectivo plano de cada piso de la estructura como diafragma rígido, de manera que se asume que los elementos estructurales conectados a la losa presentarán las mismas deformaciones laterales aplicado al plano.

De la misma manera, para iniciar con el proceso de estructuración se debe contar con los planos de arquitectura del proyecto de edificación y seguir los criterios mencionados para no afectar en gran medida la distribución arquitectónica planteada. Con ello se consigue una estructura segura, compatibilizada con otras especialidades y económicamente viable.

2.2. Predimensionamiento

El predimensionamiento radica en determinar las posibles dimensiones para los distintos elementos estructurales según recomendaciones basadas en la experiencia y la práctica. Asimismo, tales dimensiones serán debidamente corroboradas más adelante durante el diseño final. Para el predimensionamiento de los elementos estructurales del proyecto se ha basado en los conceptos del libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” del Ing. Antonio Blanco.

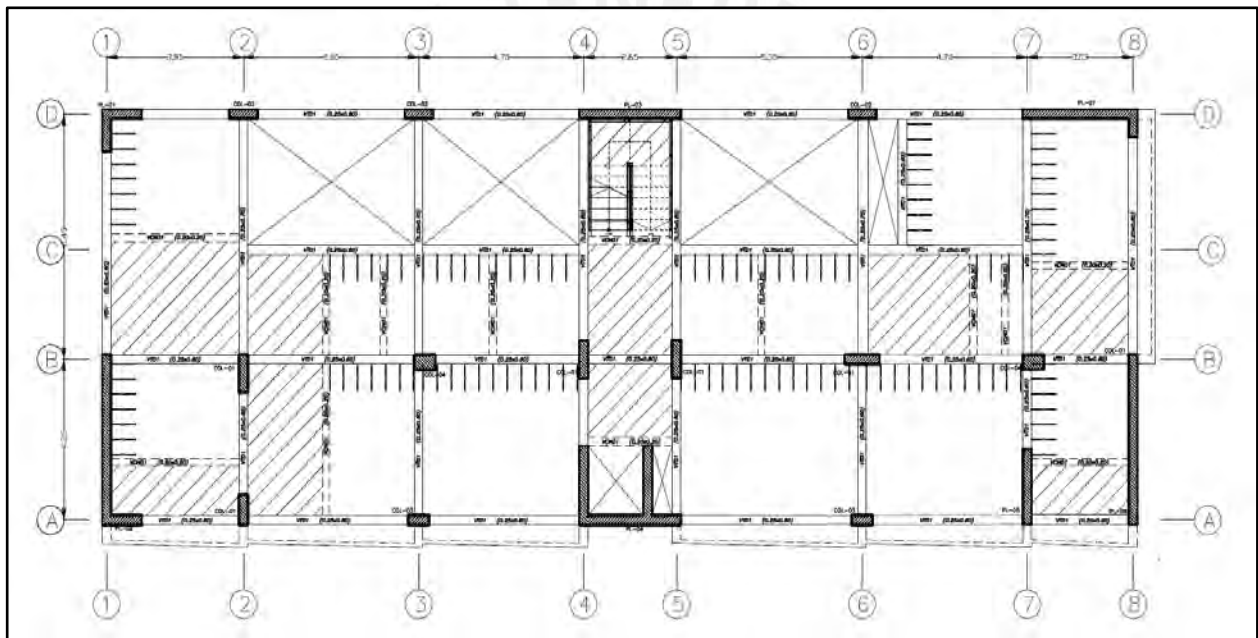


Figura 3. Encofrado de planta típica.
Elaboración propia.

2.2.1. Predimensionamiento de losa aligerada

Para especificar el espesor del sistema de losas elegido, se sigue las recomendaciones del libro mencionado líneas arriba. La siguiente tabla muestra el espesor de losas aligeradas unidireccionales de acuerdo a la luz máxima.

Tabla 5

Espesores típicos y luces máximas recomendadas

h (m)	Peso propio aproximado (kg/m ²)	Luces máximas recomendadas (m)
0.17	280	$l_n \leq 4$
0.20	300	$4 \leq l_n \leq 5$
0.25	350	$5 \leq l_n \leq 6.5$
0.30	420	$6 \leq l_n \leq 5.5$

Nota. Tomado de la “Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado”, Antonio Blanco (1994).

Los valores de la Tabla 5, son válidos siempre y cuando las sobrecargas máximas sean menores de 300 kg/m^2 y exista una densidad no muy alta de tabiques. Caso contrario se debe reconsiderar aumentar el espesor.

En cuanto el proyecto, la luz libre de las losas en el edificio es variable y va desde 2.80 m hasta 4.85 m. Para uniformizar y por simplicidad, el peralte de losas que se va usar es de 0.20 m.

2.2.2. Predimensionamiento de losa maciza

Para el cálculo del espesor de las losas macizas armadas en dos direcciones se emplearon los siguientes criterios, utilizando los datos del edificio. (Blanco, 1994):

$$\text{Espesor} = \text{Luz libre} / 40 = 4.85 / 40 = 0.121 \text{ m}$$

Por lo que, para el proyecto se decide emplear una losa de 20 cm de espesor frente a la caja del ascensor y una losa maciza de 20 cm de espesor alrededor de las escaleras, debido a que esta zona debe comportarse como un diafragma rígido.

2.2.3. Predimensionamiento de vigas peraltadas

Para el predimensionamiento de vigas se emplearon los criterios propuestos por Blanco (1994).

El peralte de 1/10 o 1/12 de la luz libre, correspondiente para vigas principales y vigas secundarias respectivamente. Cabe considerar que el peralte predimensionado para las vigas con responsabilidad sísmica estará sujeto a la verificación de acuerdo a las disposiciones de la Norma E.060 Concreto Armado.

A continuación, se elaboró la Tabla 6 con las longitudes máximas de las vigas por eje con su peralte de predimensionamiento correspondiente:

Tabla 6

Luz máxima en vigas principales

Vigas principales	Luz libre máxima (m)	Peralte (m)
Eje 1	4.50	0.50
Eje 2	6.25	0.60
Eje 3	6.25	0.60
Eje 4	5.30	0.50
Eje 5	5.85	0.60
Eje 6	6.25	0.60
Eje 7	6.25	0.60
Eje 8	5.50	0.60
Eje A	4.85	0.50
Eje B	4.72	0.50
Eje C	4.20	0.50

Nota. Elaboración propia

En este proyecto, el peralte de predimensionamiento va desde 0.40 m hasta 0.60 m de altura. Para uniformizar y por simplicidad, el peralte que se va usar para todas las vigas principales y secundarias será el de 0.60 m. Las longitudes cortas de vigas son las que predominan en la estructuración, por lo que se va usar un ancho de 0.25 m para todas las vigas principales.

En cuanto a las vigas secundarias comprenden las vigas chatas y las vigas de borde. A este tipo de viga se le colocó las dimensiones mínimas. El peralte de la losa que es igual a 0.20 m y la base de 0.20 m para que los aceros aladaños tengan una correcta longitud de desarrollo.

Tabla 7

Predimensionamiento de vigas

Viga	Dimensiones (m)
Viga peraltada	0.25x0.60
Viga chata	0.20x0.20

Nota. Elaboración propia

2.2.4. Predimensionamiento de columnas

El predimensionamiento de columnas está acondicionado por las cargas de gravedad, ya que la resistencia y la rigidez lateral está controlada por los muros de corte en ambos sentidos principales. Para determinar las principales medidas, se usó el siguiente criterio (Blanco, 1994):

$$\text{Área bruta} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'c} \quad \text{o} \quad \text{Área bruta} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35f'c}$$

Donde:

$P(\text{servicio}) = (\text{Área tributaria de la columna}) \cdot (\# \text{ de pisos}) \cdot (\text{carga unitaria asumida})$

$f'c = \text{Resistencia a la compresión del concreto}$

Se asume una carga unitaria de 1 ton/m² y se consideran los siguientes requerimientos:

- $\text{Área tributaria} = 19.26 \text{ m}^2$ (Pisos típicos)
- $\text{Peso unitario del techo} = 1 \text{ ton/m}^2$
- $\text{Número de Pisos} = 9$
- $\text{Carga total de servicio} = 19.26 * 1 * 9 = 173 \text{ ton}$

$$\text{Área bruta} = \frac{173340}{0.45 \times 210} = 1830 \text{ cm}^2$$

Se considera dimensiones de 0.25x1.00m para la columna más cargada, lo que da un área bruta de 2500 cm². Cabe considerar que el ancho de la columna es igual al de las vigas. Para uniformizar y por criterios de simplicidad, las medidas de la mayoría de las columnas serán como se muestra en la Tabla 8, estas dimensiones están sujetas a la verificación por análisis sísmico:

Tabla 8

Predimensionamiento de columnas

Columna	Dimensiones (m)
C-01	0.25x1.00
C-02	0.25x0.80
C-03	0.25x0.60
C-04	0.40x0.60

Nota. Elaboración propia

2.2.5. Predimensionamiento de placas

Las placas aportan la rigidez necesaria al edificio, lo cual permite controlar los desplazamientos laterales producidos por las cargas sísmica. Para el predimensionamiento de placas se puede estimar un espesor y longitud, luego comprobarlo por el análisis sísmico de manera iterativa hasta cumplir con las disposiciones de la Norma E.030. Para el predimensionamiento de placas se considera el siguiente criterio:

$$e_{min} = \frac{l_n}{25} = \frac{2.75}{25} = 11 \text{ cm}$$

Donde:

- l_n = altura lateral de los elementos que proporcionan apoyo lateral.

Según lo calculado se puede considerar espesores mínimos de 15 cm según la norma, siendo los espesores más comunes de 20, 25 y 30 cm. Por último, para el proyecto de tesis, se selecciona un espesor de muro de $e = 25 \text{ cm}$ acondicionado por la distribución arquitectónica.

Capítulo 3

Análisis Sísmico

3.1. Generalidades

Una parte importante en el diseño de edificaciones es analizar su comportamiento frente a los sismos y los efectos que estos generan en la edificación dependiendo de la zona en la cual se encuentran ubicados. Pues, la finalidad es asegurar que la estructura no colapse y los daños que presente, no impliquen daños graves a las personas. A continuación, se presenta la ubicación geográfica del proyecto:



Figura 4. Ubicación del proyecto en Google Earth.
Elaboración propia.

3.2. Análisis Preliminar

3.2.1. Zonificación

Se contempla cuatro tipos de zonas sísmicas en el Perú, de acuerdo con la norma E.030 Diseño Sismorresistente las cuales están divididas de acuerdo a ciertos parámetros constantes de diseño sísmico. A cada zona, le corresponde un factor Z que se muestra a continuación en la Tabla 9:

Tabla 9

Factores de zona sísmica

Zona	Factor
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Nota. Tomado de la “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, 2018

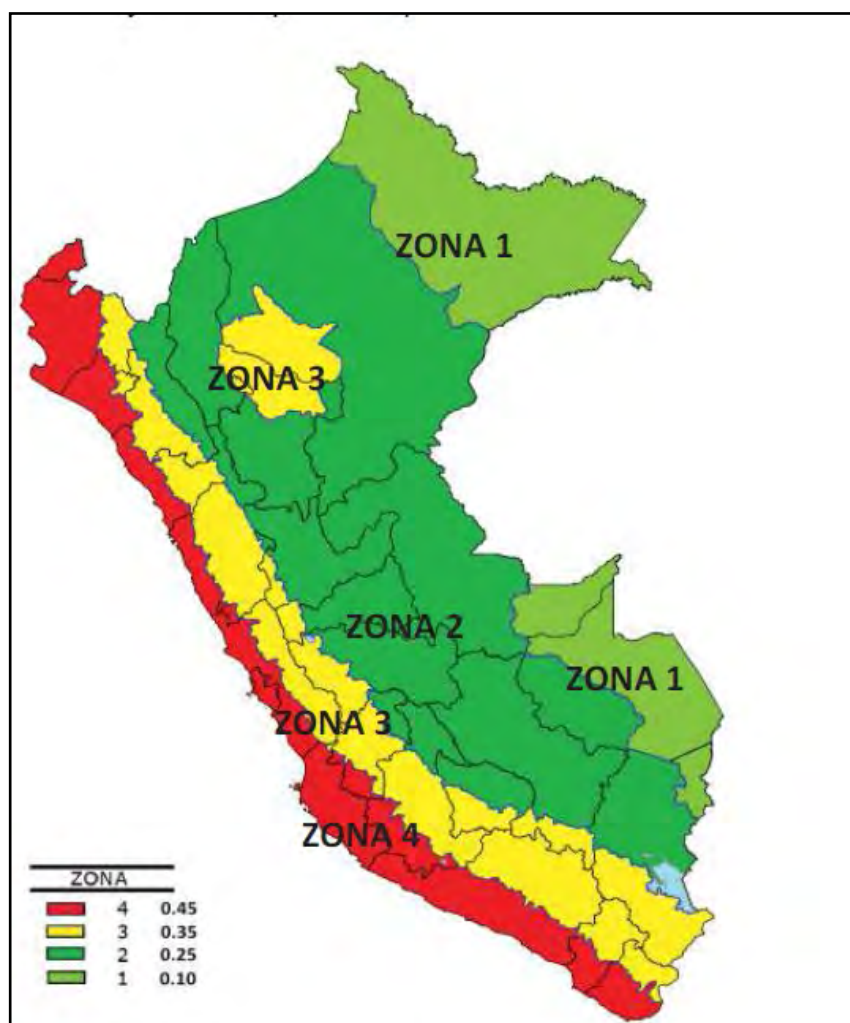


Figura 5. Zonas sísmicas del Perú

Tomado de “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, 2018

De acuerdo a la Figura 4, la ciudad del Cusco se encuentra comprendido dentro de las zonas 2 y 3. La edificación al encontrarse en la región de Cusco, provincia de Cusco, distrito de Cusco, de acuerdo al Anexo II Zonificación Sísmica, se ubica en la zona sísmica 2 cuyo factor es igual a 0.25.

3.2.2. Condiciones Geotécnicas

De acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, los perfiles de suelo se clasificarán tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de ondas de corte, el promedio ponderado de los N_{60} para suelos granulares y promedio ponderado de resistencia al corte en condición no drenada para suelos cohesivos. Asimismo, este se divide en 4 tipos de suelos, como se muestra a continuación:

Tabla 10

Factores de suelo "S"

Zona/Suelo	Factores de sitio			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota. Tomado de la "Norma E.030 Diseño Sismorresistente", 2018

Para el caso de la edificación el suelo será de tipo S₂ y el factor S del suelo al pertenecer a la zona 2 (Z₂) y ser de tipo S₂, es 1.2.

Tabla 11

Periodo "Tp" y "Tl"

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
TP	0.3	0.4	0.6	1.0
TL	3.0	2.5	2.0	1.6

Nota. Tomado de la "Norma E.030 Diseño Sismorresistente", 2018

Por otro lado, de acuerdo a la tabla anterior, la cual corresponde a la Tabla N° 04 de la Norma E.030, los factores T_P y T_L son 0.6 y 2 respectivamente, para un suelo intermedio S₂.

3.2.3. Factor de amplificación sísmica

El factor de amplificación sísmica "C" se define como el factor de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo que depende del periodo fundamental de la estructura en cada dirección. Y se calcula mediante las siguientes expresiones en base al T_p y T_l:

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l \rightarrow C = 2.5 * (T_p/T_l)$$

$$T > T_l \rightarrow C = 2.5 * (T_p * T_l/T^2)$$

Donde T es el periodo fundamental de la estructura, el cual se establecerá en el análisis modal.

3.2.4. Categoría de la edificación

El factor de uso “U” se define según la clasificación del edificio. Las edificaciones se clasifican según sean esenciales, importantes, comunes o temporales. Para el edificio actual, se tiene la categoría de “Edificaciones comunes” tal como se muestra en la Tabla 12, la cual corresponde para viviendas multifamiliares un factor $U = 1$.

Tabla 12

Factores de uso

Categoría	Factor U
Edificaciones esenciales (A)	1.5
Edificaciones importantes (B)	1.3
Edificaciones comunes (C)	1
Edificaciones menores (D)	*

Nota. Tomado de la “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, 2018

3.2.5. Sistema estructural

De acuerdo a la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, según lo cual se obtendrá un coeficiente básico de Reducción, cuyos valores son los siguientes:

Tabla 13

Sistemas estructurales y Coeficiente básico de reducción de las Fuerzas sísmicas (Ro)

Sistema estructural de concreto armado	Coeficiente básico de Reducción (Ro)
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Nota. Tomado de la “Norma E.030 Diseño Sismorresistente”, 2018

En el proyecto de edificación se observan placas tanto en la dirección X y Y, por lo que se entiende que es un sistema estructural de concreto armado de muros estructurales. En primera instancia, se opta por un valor de $R_o = 6$.

3.2.6. Factores de irregularidad

Luego de revisar cada una de las irregularidades expuestas en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, en una primera evaluación, se observa que el edificio cuenta con una irregularidad por discontinuidad del diafragma en irregularidad por planta y no cuenta con ninguna irregularidad en altura. Por lo que para el análisis inicial el valor de disminuye $R = R_o \times I_a \times I_p$; $R = 6 \times 0.85 \times 1 = 5.1$

3.3. Análisis Modal

Se realizó el modelo estructural del edificio en el programa ETABS. En primer lugar, se inició el modelado del edificio con las medidas calculadas en el predimensionamiento, las cuales serán verificadas conforme avance el diseño. Asimismo, se optó por contar al semisótano como un piso adicional siguiendo un criterio conservador, por ello para cada nivel del edificio se asignó un diafragma rígido y tres grados de libertad. En resumen, se trabajó con 27 modos y 9 diafragmas rígidos.

Por otro lado, se asignó empotramiento a la base del edificio, en este caso al semisótano; y se asignó una secuencia de proceso de construcción para la carga muerta, de esta manera se evita errores en los resultados finales de los diagramas de momentos.

A continuación, se presenta los periodos fundamentales por modo y factores de participación tanto para la dirección X y Y.

Tabla 14

Modo de vibración

Modo	Periodo (s)	Factor de participación en X	Factor de participación en Y
1	0.840	0.291	0.449
2	0.769	0.491	0.272
3	0.569	0.001	0.016
4	0.222	0.123	0.015
5	0.190	0.013	0.153
6	0.135	0.000	0.005
7	0.103	0.043	0.002
8	0.086	0.002	0.041
9	0.072	0.002	0.004
10	0.061	0.015	0.003
11	0.054	0.002	0.014
12	0.048	0.001	0.002
13	0.042	0.008	0.001
14	0.037	0.001	0.011
15	0.032	0.005	0.000
16	0.029	0.000	0.000
17	0.027	0.000	0.006
18	0.025	0.002	0.000
19	0.021	0.001	0.000
20	0.021	0.000	0.003
21	0.020	0.000	0.000
22	0.019	0.000	0.000
23	0.017	0.000	0.001
24	0.016	0.000	0.000
25	0.015	0.000	0.000
26	0.013	0.000	0.000
27	0.012	0.000	0.000

Nota. Elaboración propia

De la Tabla 14, se obtiene los principales periodos de vibración para cada dirección y el factor de participación correspondiente. Además, se observa que los resultados son los esperados, pues en la dirección Y hay mayor cantidad de elementos rígidos que en la dirección X, es por eso que presenta un mayor periodo como se puede observar en la Tabla 15, donde se presenta un resumen de los valores de periodos en ambas direcciones:

Tabla 15

Periodos fundamentales

Dirección	Periodo (s)
Eje X	0.769
Eje Y	0.840

Nota. Elaboración propia.

Además, se presenta la vista en 3D del modelado de la edificación que se realiza para hacer el análisis estructural:

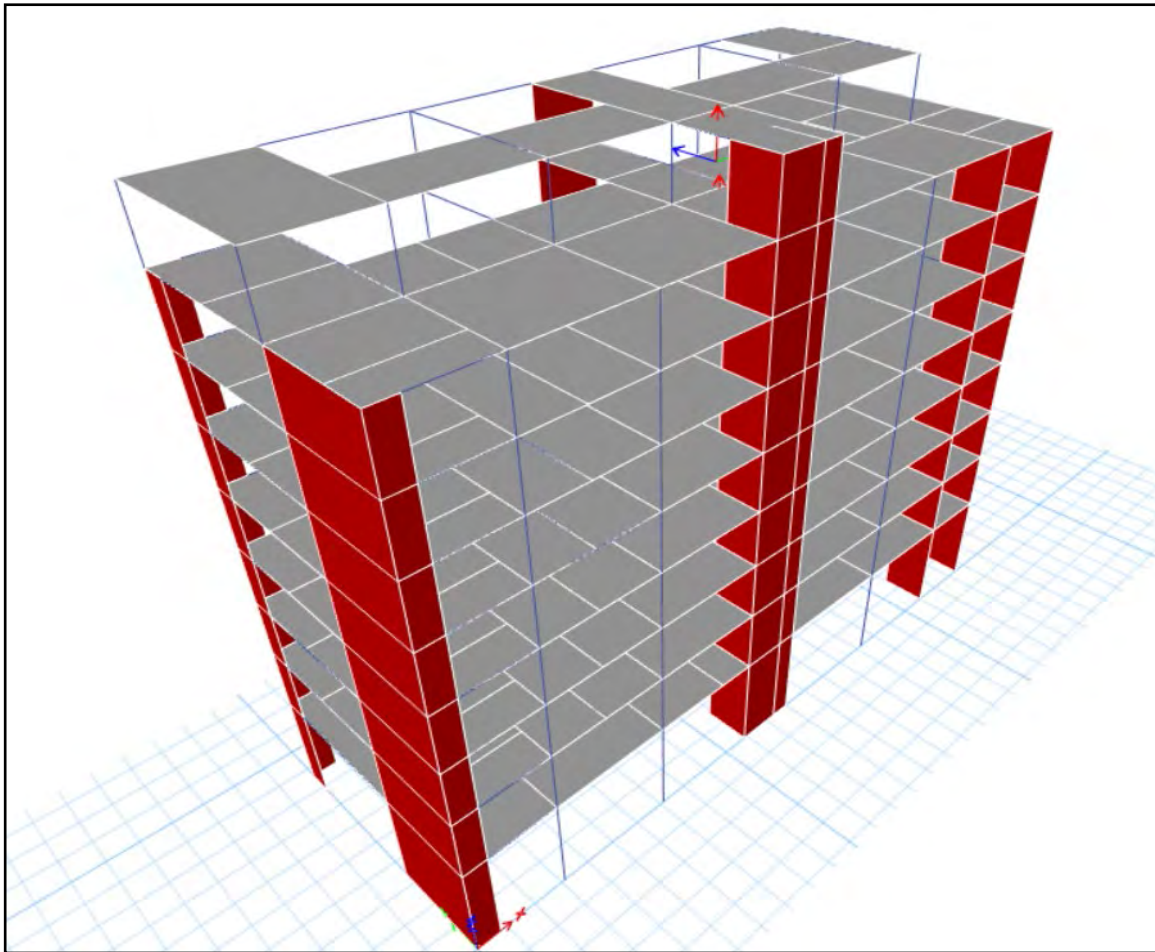


Figura 6. Vista 3D del modelo estructural del edificio.
Elaboración propia.

3.4. Análisis Estático

Se realiza un análisis estático en la estructura, en el cual se estima las solicitaciones sísmicas a través de un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masa de cada nivel de la edificación.

3.4.1. Centro de Rigidez y Centro de Masa

El centro de masa se refiere al punto en el que se encuentra el peso del edificio, se puede entender como centro de gravedad. Por otro lado, el centro de rigidez es el punto en el que el edificio va resistir las fuerzas laterales y generalmente depende de la distribución de placas por nivel. A continuación, se muestra en la Tabla 16, el centro de masa y de rigidez por cada nivel:

Tabla 16

Centro de Rigidez y Centro de Masa

Nivel	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
PISO 8	14.00	6.37	12.65	6.11
PISO 7	14.10	5.25	12.83	5.91
PISO 6	14.61	4.99	12.85	5.83
PISO 5	14.61	4.99	12.85	5.76
PISO 4	14.61	4.99	12.85	5.68
PISO 3	14.61	4.99	12.86	5.62
PISO 2	14.61	4.99	12.90	5.58
PISO 1	14.46	5.41	13.06	5.63
SEMISÓTANO	14.59	5.41	13.71	6.04

Nota. Elaboración propia

3.4.2. Peso del edificio

Para edificaciones que son categoría C, el adicional de carga viva que plantea la Norma E.030, es de 25%. Para hallar el peso del edificio, se obtienen las cargas por piso del programa ETABS.

Tabla 17

Masa y Peso sísmico

Nivel	Masa tonf. s ² /m	Peso tonf
PISO 8	11.65	114.30
PISO 7	28.01	274.77
PISO 6	34.09	334.39
PISO 5	34.09	334.47
PISO 4	34.09	334.47
PISO 3	34.09	334.47
PISO 2	34.09	334.47
PISO 1	38.01	372.84
SEMISÓTANO	35.83	351.53
Total	283.96	2785.70

Nota. Elaboración propia

3.4.3. Fuerza cortante en la base

La Norma E.030 Diseño Sismorresistente establece la fuerza cortante total en la base de la estructura, en cada dirección analizada, así como la relación mínima del factor de amplificación sísmica sobre el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas. Para el cálculo de la fuerza cortante basal se utiliza la siguiente expresión:

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

Además, se muestra en la Tabla 18, los parámetros para el cálculo de la fuerza cortante basal de la estructura tanto para la dirección X como para la dirección Y.

Tabla 18

Fuerza cortante basal correspondiente a cada dirección

Parámetros sísmicos	Dirección X	Dirección Y
Tp(s)	0.6	0.6
T(s)	0.769	0.840
Z	0.25	0.25
U	1.00	1.00
C	1.95	1.79
S	1.20	1.20
R	4.5	4.5
ZUCS/R	0.13	0.12
PESO (tonf)	2785.70	2785.70
V estática	361.68	331.63

Nota. Elaboración propia

Según la Norma E.030, la fuerza cortante en el primer entrepiso, base del edificio, no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Sin embargo, si la condición no se cumple, deberán escalarse todas las fuerzas calculadas, excepto los desplazamientos, para obtener las fuerzas de diseño. En la Tabla 19, se presenta el factor de escala y la fuerza de diseño para el diseño de los elementos estructurales del proyecto:

Tabla 19

Fuerzas de diseño escaladas

	Dirección X	Dirección Y
V estática	361.68	331.63
90% V estática	325.60	298.47
V dinámica	248.49	220.68
Factor de escala	1.31	1.35

Nota. Elaboración propia

Para cumplir lo dispuesto por la Norma, se debe multiplicar a la fuerza basal por un factor de escala. Para la dirección X el factor es 1.31 y para la dirección Y se utiliza un factor de 1.35.

3.5. Análisis Dinámico

3.5.1. Aceleración Espectral

Según la norma E.030 Diseño Sismorresistente se indica que se emplea un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones para cada una de las direcciones horizontales para realizar el análisis dinámico de la estructura, el cual está definido de la siguiente manera:

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

Reemplazando los valores hallados, se expresa S_a en función de T , tal y como se indica en la Tabla 20, lo cual se grafica y se obtiene el espectro de diseño que se muestra en la Figura 7.

Tabla 20

Espectro de diseño por Periodo de vibración

T(s)	Sa(g)
0	0.13
0.2	0.13
0.4	0.13
0.8	0.09
1.2	0.06
1.6	0.05
2	0.04
2.4	0.03
2.8	0.02
3.0	0.02
3.2	0.01
3.6	0.01

Nota. Elaboración propia

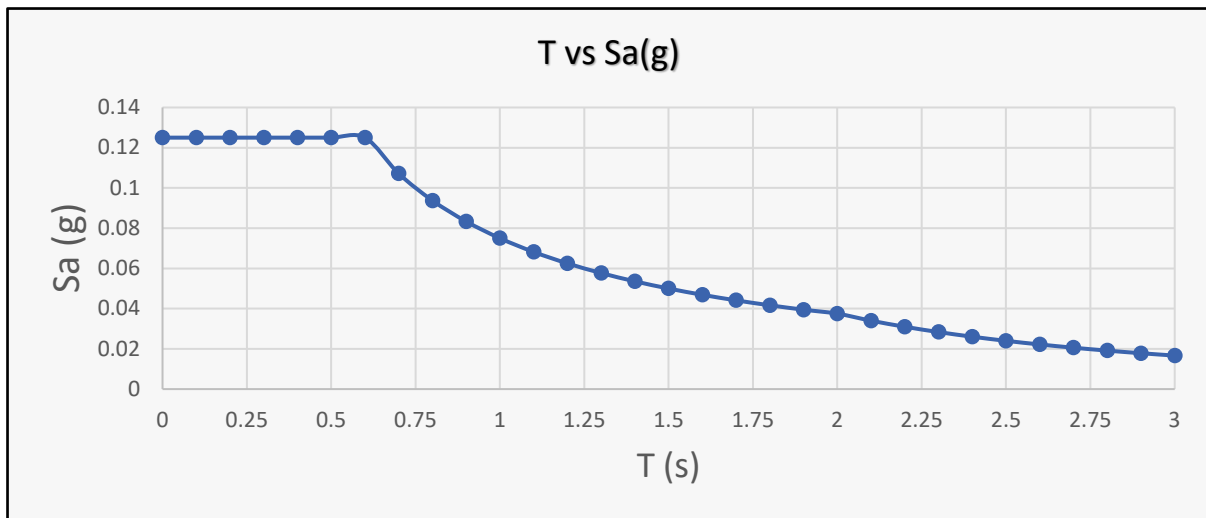


Figura 7. Espectro de diseño
Elaboración propia.

3.5.2. Desplazamiento de Respuesta

Se define como deriva al desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos, ya sean dos pisos o niveles consecutivos de la edificación. Según la norma E.030 Diseño Sismorresistente, para la obtención de derivas máximas inelásticas, se multiplica las derivas del análisis elástico por un factor, el cual es 0.75R si es una estructural regular o 0.85R si es una estructura irregular. Asimismo, la Tabla N°11 de la norma E.030 Diseño Sismorresistente define los desplazamientos máximos relativos admisibles según el material predominante, para el caso de concreto armado el límite para la distorsión de entrepiso es de 0.007. A continuación, se presenta las derivas máximas inelásticas correspondientes tanto a la dirección X como a la dirección Y.

Tabla 21

Deriva inelástica máxima en dirección X

Nivel	Deriva elástica	Deriva inelástica	Cumple < 0.007
PISO 8	0.0010	0.0033	SI
PISO 7	0.0010	0.0035	SI
PISO 6	0.0012	0.0039	SI
PISO 5	0.0013	0.0043	SI
PISO 4	0.0014	0.0046	SI
PISO 3	0.0014	0.0048	SI
PISO 2	0.0014	0.0047	SI
PISO 1	0.0012	0.0042	SI
SEMISÓTANO	0.0006	0.0021	SI

Nota. Elaboración propia

Tabla 22

Deriva inelástica máxima en dirección Y

Nivel	Deriva elástica	Deriva inelástica	Cumple < 0.007
PISO 8	0.0017	0.0059	SI
PISO 7	0.0018	0.0062	SI
PISO 6	0.0019	0.0064	SI
PISO 5	0.0020	0.0066	SI
PISO 4	0.0020	0.0066	SI
PISO 3	0.0019	0.0064	SI
PISO 2	0.0017	0.0058	SI
PISO 1	0.0014	0.0048	SI
SEMISÓTANO	0.0007	0.0022	SI

Nota. Elaboración propia

Se comprueba que en ambas direcciones tanto X y Y los valores de deriva inelástica no exceden al 0.007, valor límite exigido por Norma E. 030.

3.5.3. Verificaciones

Verificación del Sistema Estructural

En el caso del diseño de la estructura presente, se asumió el sistema de muros estructurales. Según la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, para que sea de muros estructurales la carga que reciban los muros estructurales debe ser mayor al 70% de la fuerza cortante de la base.

Tabla 23

Fuerza cortante

	Fuerza cortante en la placa tonf	Fuerza cortante en la base tonf	Porcentaje
Sismo en dirección X	236.89	259.43	91%
Sismo en dirección Y	211.28	220.68	96%

Nota. Elaboración propia

De acuerdo a la Tabla 23, para el caso presente la fuerza cortante en ambas direcciones, es mayor al 70%, por lo que se verifica que se trata de una estructura de concreto armado de sistema de muros estructurales $R_o = 6$.

Verificación irregularidades

Irregularidad en altura (Ia)

▪ Irregularidad Piso Blando

De acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, una estructura presenta irregularidad por piso blando cuando en cualquiera de las direcciones, la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70% de la rigidez de otro entrepiso o es menor al 80% del promedio de las rigideces de tres entrepisos superiores.

Tabla 24

Irregularidad de Piso blando en dirección X

Nivel	Fuerza Cortante (tonf)	Rigidez (tonf/mm)	<0.7	<0.8	¿Cumple algunos de los dos criterios?
PISO 8	97.22	12017.15	--	--	--
PISO 7	273.61	30158.08	2.51	--	NO
PISO 6	446.43	43215.18	1.43	--	NO
PISO 5	589.42	50856.82	1.18	1.79	NO
PISO 4	709.38	56329.52	1.11	1.36	NO
PISO 3	809.36	61655.48	1.09	1.23	NO
PISO 2	890.04	68828.49	1.12	1.22	NO
PISO 1	957.49	75177.36	1.09	1.21	NO
SEMISÓTANO	992.49	96870.93	1.29	1.41	NO

Nota. Elaboración propia

Tabla 25

Irregularidad de Piso blando en dirección Y

Nivel	Fuerza Cortante (tonf)	Rigidez (tonf/mm)	<0.7	<0.8	¿Cumple algunos de los dos criterios?
PISO 8	107.82	9171.85	--	--	--
PISO 7	282.18	22538.06	2.46	--	NO
PISO 6	446.23	34158.33	1.52	--	NO
PISO 5	574.97	42890.35	1.26	1.95	NO
PISO 4	680.23	50658.86	1.18	1.53	NO
PISO 3	768.69	59356.05	1.17	1.39	NO
PISO 2	842.33	71287.02	1.20	1.40	NO
PISO 1	905.59	85087.38	1.19	1.41	NO
SEMISÓTANO	939.15	119559.86	1.41	1.66	NO

Nota. Elaboración propia

Se comprueba que el edificio no presenta irregularidad por piso blando, pues no cumplen los criterios mencionados según norma, ni el 70% de la rigidez ni el 80% del promedio de entrepisos.

- **Irregularidad Piso Débil**

Según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, una estructura presenta irregularidad por piso débil, cuando en cualquiera de las direcciones, las fuerzas cortantes de un entrepiso son menor que el 80% del entrepiso superior.

Tabla 26

Irregularidad de Piso débil en dirección X y Y

Nivel	Fuerza Cortante en X (tonf)	<0.8	Fuerza Cortante en Y (tonf)	<0.8	¿Cumple el criterio?
PISO 8	97.22	--	107.82	--	--
PISO 7	273.61	2.81	282.18	2.62	NO
PISO 6	446.43	1.63	446.23	1.58	NO
PISO 5	589.42	1.32	574.97	1.29	NO
PISO 4	709.38	1.20	680.23	1.18	NO
PISO 3	809.36	1.14	768.69	1.13	NO
PISO 2	890.04	1.10	842.33	1.10	NO
PISO 1	957.49	1.08	905.59	1.08	NO
SEMISÓTANO	992.49	1.04	939.15	1.04	NO

Nota. Elaboración propia

Se comprueba en la Tabla 26, que el edificio no presenta irregularidad por piso débil pues las fuerzas cortantes que se desarrollan en cada piso de la edificación son más del 80%.

- **Irregularidad de Masa o Peso**

Según el Artículo 20 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, se tiene irregularidad de masa o peso cuando el peso de un piso es 1.5 veces mayor al otro, cumple para todos los pisos, excepto para sótanos ni azoteas.

Tabla 27

Irregularidad de Masa o Peso

Nivel	Masa tonf-s ² /m	Peso tonf	1.5xPeso tonf	¿Aplica irregularidad?
PISO 8	11.65	114.30	No aplica	--
PISO 7	28.01	274.77	No aplica	--
PISO 6	34.09	334.39	1.22	NO
PISO 5	34.09	334.47	1.00	NO
PISO 4	34.09	334.47	1.00	NO
PISO 3	34.09	334.47	1.00	NO
PISO 2	34.09	334.47	1.00	NO
PISO 1	38.01	372.84	1.11	NO
SEMISÓTANO	35.83	351.53	No aplica	--

Nota. Elaboración propia

Se comprueba en la Tabla 27, que el edificio no presenta irregularidad por masa o peso pues los valores de entrepisos no exceden al 1.5.

- **Irregularidad Geométrica Vertical**

Indica la Norma E.030, que un edificio presentará irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión de las plantas es mayor a 1.3 veces que otra. Sin embargo, se observa en las plantas de arquitectura del proyecto que no cumple este criterio de irregularidad pues las plantas son de similares dimensiones, excepto en azotea, que a propósito no contempla esta irregularidad.

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes**

Asimismo, esta irregularidad del Artículo 20 de la Norma E.030 contempla que se califica a un edificio como irregular, en caso haya cambios de las secciones verticales que resisten las fuerzas cortantes. Sin embargo, no existe desalineamiento de los elementos verticales, pues no hay cambios de orientación ni un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la dimensión del elemento, no cumple con esta irregularidad.

Irregularidad en planta (Ip)

▪ Irregularidad Torsional

Tabla 28

Irregularidad Torsional en dirección X con excentricidad en dirección Y

Nivel	Dirección X	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
PISO 8	DERXXMY+	0.0087	0.0081	1.07
PISO 8	DERXXMY-	0.0092	0.0079	1.16
PISO 7	DERXXMY+	0.0091	0.0091	1.00
PISO 7	DERXXMY-	0.0095	0.0088	1.08
PISO 6	DERXXMY+	0.0104	0.0103	1.01
PISO 6	DERXXMY-	0.0107	0.0100	1.07
PISO 5	DERXXMY+	0.0117	0.0116	1.01
PISO 5	DERXXMY-	0.0119	0.0112	1.06
PISO 4	DERXXMY+	0.0127	0.0126	1.01
PISO 6	DERXXMY-	0.0128	0.0121	1.05
PISO 3	DERXXMY+	0.0133	0.0131	1.01
PISO 3	DERXXMY-	0.0132	0.0126	1.05
PISO 2	DERXXMY+	0.0131	0.0129	1.01
PISO 2	DERXXMY-	0.0129	0.0124	1.04
PISO 1	DERXXMY+	0.0129	0.0127	1.01
PISO 1	DERXXMY-	0.0127	0.0122	1.04
SEMISÓTANO	DERXXMY+	0.0103	0.0102	1.01
SEMISÓTANO	DERXXMY-	0.0102	0.0098	1.04

Nota. Elaboración propia

Tabla 29

Irregularidad Torsional en dirección Y con excentricidad en dirección X

Nivel	Dirección Y	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
PISO 8	DERYYMX+	0.0162	0.0114	1.43
PISO 8	DERYYMX-	0.0130	0.0118	1.10
PISO 7	DERYYMX+	0.0169	0.0125	1.36
PISO 7	DERYYMX-	0.0127	0.0125	1.01
PISO 6	DERYYMX+	0.0176	0.0130	1.35
PISO 6	DERYYMX-	0.0132	0.0131	1.01
PISO 5	DERYYMX+	0.0180	0.0133	1.35
PISO 5	DERYYMX-	0.0136	0.0134	1.01
PISO 4	DERYYMX+	0.0181	0.0134	1.35
PISO 6	DERYYMX-	0.0136	0.0134	1.01
PISO 3	DERYYMX+	0.0175	0.0129	1.35
PISO 3	DERYYMX-	0.0131	0.0130	1.01
PISO 2	DERYYMX+	0.0160	0.0118	1.35
PISO 2	DERYYMX-	0.0120	0.0118	1.02
PISO 1	DERYYMX+	0.0144	0.0106	1.35
PISO 1	DERYYMX-	0.0108	0.0106	1.02
SEMISÓTANO	DERYYMX+	0.0105	0.0078	1.34
SEMISÓTANO	DERYYMX-	0.0079	0.0079	1.00

Nota. Elaboración propia

Según las Tablas 28 y 29, donde se presentan los ratios de torsión para cada nivel y dirección de análisis de la edificación, se observa que en la dirección Y algunos ratios de torsión con mayores a 1.3, por lo que según la Norma E.030 sí presenta irregularidad por torsión. Sin embargo, para la dirección X, no presenta irregularidad.

- **Esquinas entrantes**

Según la Norma E.030, la estructura será irregular siempre y cuando las esquinas entrantes sean mayores al 20% de la dimensión de la planta del edificio. Por lo que, analizando los planos de arquitectura del proyecto se determina que no presenta esta irregularidad en ninguno de los pisos. De acuerdo con la geometría en planta de la edificación se puede observar que el edificio contaba con esquinas de gran pronunciamiento donde se encuentra el área libre, ante lo cual se colocaron vigas para eliminar esta irregularidad de esquinas entrantes.

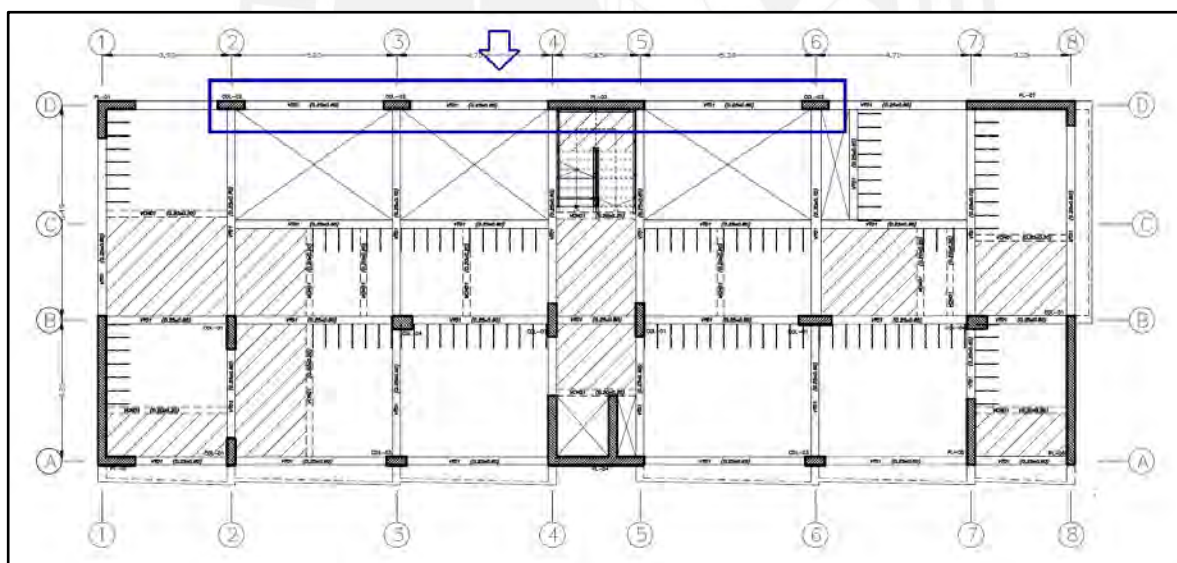


Figura 8. Vigas para evitar la irregularidad por esquinas entrantes.
Elaboración propia.

- **Discontinuidad de Diafragma**

Asimismo, se define a la irregularidad por discontinuidad de diafragma cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes de rigidez, según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Con respecto al proyecto, el edificio cuenta con

un área libre que no supera el 50% del área bruta del diafragma. Sin embargo, presenta secciones transversales con un área neta resistente menor que el 25% del área neta de la sección transversal. Cabe mencionar que en una primera evaluación se contempló la presencia de esta irregularidad.

- **Sistemas no paralelos**

Según la norma E.030, se considera que hay presencia de irregularidad por sistema paralelo cuando las direcciones de los elementos estructurales no son paralelos. Por lo que, se descarta la presencia de esta irregularidad.

Finalmente, luego de verificar cada una de las irregularidades, tanto en planta como en altura, se concluye que el edificio es una estructura irregular, pues presenta irregular torsional e irregularidad por discontinuidad de diafragma. Para el análisis dinámico de la estructura, se toma el valor más crítico de las irregularidades presentes, en este caso, la irregularidad torsional que, si bien solo se encuentra en la dirección Y, en un análisis más conservador se evaluará la estructura con el factor de irregularidad para ambas direcciones. En tal sentido, se trabaja con un coeficiente básico de reducción de:

$$R = R_o \times I_a \times I_p = 6 \times 1 \times 0.75 = 4.5$$

3.6. Junta sísmica

En general, toda edificación debe estar separada, desde el nivel del terreno natural para evitar el contacto con otras durante un movimiento sísmico. La Norma E.030 de Diseño Sismorresistente indica que debe existir una separación de “s”, la cual se determina en base a los siguientes criterios:

- La junta sísmica “s” deberá ser mayor o igual que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes.
- Asimismo, la junta sísmica “s” no debe ser menos a $s = 0.006h \geq 3cm$, donde h es la

altura media desde el nivel del terreno hasta el nivel a evaluar. Por lo que el valor de $s = 0.006 \times 23.75 = 0.14 \text{ m}$ es mayor a 3 cm, sí cumple.

Tabla 30

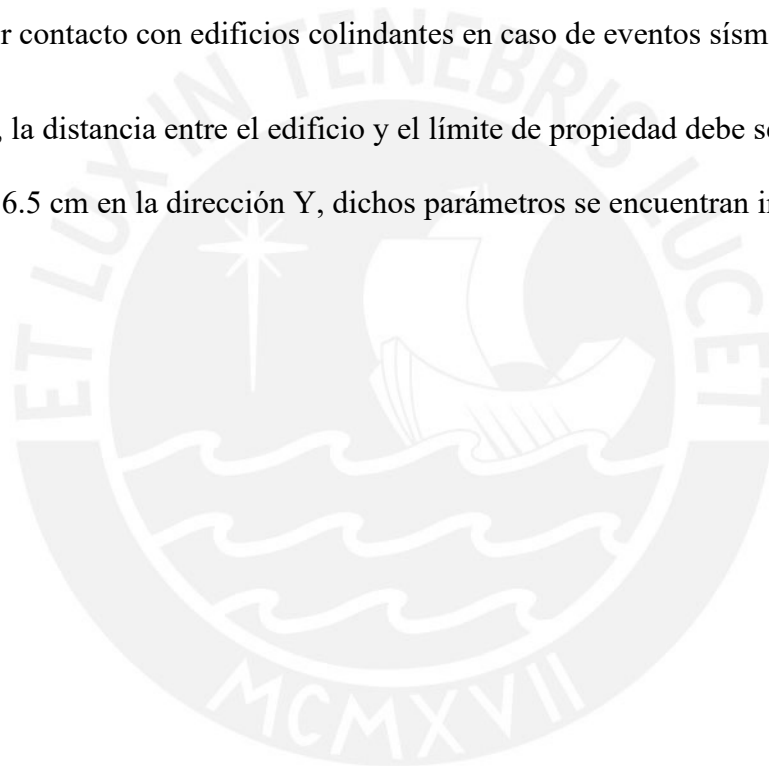
Junta sísmica de la edificación

Dirección	D máx (cm)	2/3 D máx (cm)	S/2 (cm)	Junta sísmica (m)
DIRECCIÓN X	13.38	8.92	7.00	9.00
DIRECCIÓN Y	18.36	12.24	7.00	13.00

Nota. Elaboración propia

Se obtuvo una junta sísmica de 9 cm para la dirección X y 13 cm para la dirección Y, con lo cual se evita tener contacto con edificios colindantes en caso de eventos sísmicos.

En consecuencia, la distancia entre el edificio y el límite de propiedad debe ser de 4.5 cm en la dirección X y de 6.5 cm en la dirección Y, dichos parámetros se encuentran indicados en los planos.



Capítulo 4

Diseño de losas aligeradas y macizas

4.1. Diseño de losa aligerada

Para el diseño de estos elementos se idealiza como viguetas simplemente apoyadas en cada paño, pues las losas aligeradas se componen por viguetas de sección “T” de concreto y bloques de relleno como ladrillos o poliestireno expandido.

4.1.1. Análisis estructural

Para el análisis estructural, se tomarán en cuenta la carga de gravedad, carga viva y carga muerta, para ello se deberá tomar la combinación de cargas más crítica. A continuación, se muestra la expresión de la combinación última de diseño:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

4.1.2. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión, se emplea la combinación última de diseño y con ello se procede a realizar el análisis, donde en cada paño se obtiene los diagramas de momento flector y de fuerza cortante. Asimismo, se procede a hallar el acero mínimo y máximo con las expresiones que indica la Norma E.060:

Acero positivo (M_u^+)

$$A_s \text{ mín}^+ = \frac{0.7\sqrt{f'_c} * b w * d}{f_y}$$

$$A_s \text{ máx}^+ = 0.75 * A_s b^+$$

Acero negativo (Mu-)

$$As \text{ mín}^- = \frac{1.2Mcr}{\phi * fy(d - \frac{a \text{ min}}{2})}$$

$$As \text{ máx}^- = 0.75 * Asb^-$$

Donde:

be: ancho de vigueta

bw: ancho del alma de vigueta

Asb: área de acero para la falla balanceada

d: peralte efectivo

Mcr: Momento de fisuración

a: Profundidad del bloque de compresiones

f'c = Resistencia característica del concreto

fy = Esfuerzo de fluencia del acero

Una vez obtenido los momentos últimos positivos y negativos, es posible determinar el acero requerido, para ello se usan las siguientes expresiones:

Cálculo de “a” (Mu+):

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * be}}$$

Cálculo de “a” (Mu-):

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * bw}}$$

El valor de “a” varía dependiendo si se desea calcular el acero positivo o negativo, pues el bloque de compresiones actúa en anchos diferentes para ambos casos.

Cálculo de As requerido:

A continuación, se muestra la expresión para hallar el acero requerido tanto para el acero negativo como positivo:

$$As_{req} = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

4.1.3. Diseño por corte

El diseño por cortante en losas aligeradas se fundamenta en verificar la capacidad de la vigueta frente a esfuerzos cortantes. Para ello, se debe verificar que la resistencia a la cortante del aligerado sea mayor a la cortante última obtenida a “d” de la cara de apoyo. Es decir, que se cumpla la expresión $\phi Vc \geq Vu$. En caso, la cortante última sea mayor a la resistencia por cortante de la losa, se tiene que realizar un ensanchamiento corrido o alternado, donde se aumenta la dimensión del alma de la sección “T” de la vigueta. La Norma E.060 detalla la forma con la que se calcula la resistencia al corta que tiene el concreto de las viguetas:

$$\phi Vc = 1.10 * \phi * 0.53\sqrt{f'c} * bw * d$$

4.1.4. Control de deflexiones

Según la Norma E.060 Concreto Armado, se consideran valores para el peralte o espesores mínimos, dependiendo de las condiciones de apoyo, donde no es necesario realizar el cálculo de deflexiones tal y como se muestra en la Tabla 31:

Tabla 31

Control de deflexiones

	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
h mínimo	l/16	l/18.5	l/21	l/8

Nota. Tomado de la “Norma E.060 Concreto Armado”, 2009

4.1.5. Ejemplo de diseño

A. Ubicación del elemento en el piso típico

Se presenta el ejemplo de diseño de losa aligerada de 20 cm de espesor, que se encuentra ubicada entre los Ejes 3 y 4. A continuación se muestra, donde se encuentra la losa aligerada en la planta típica:

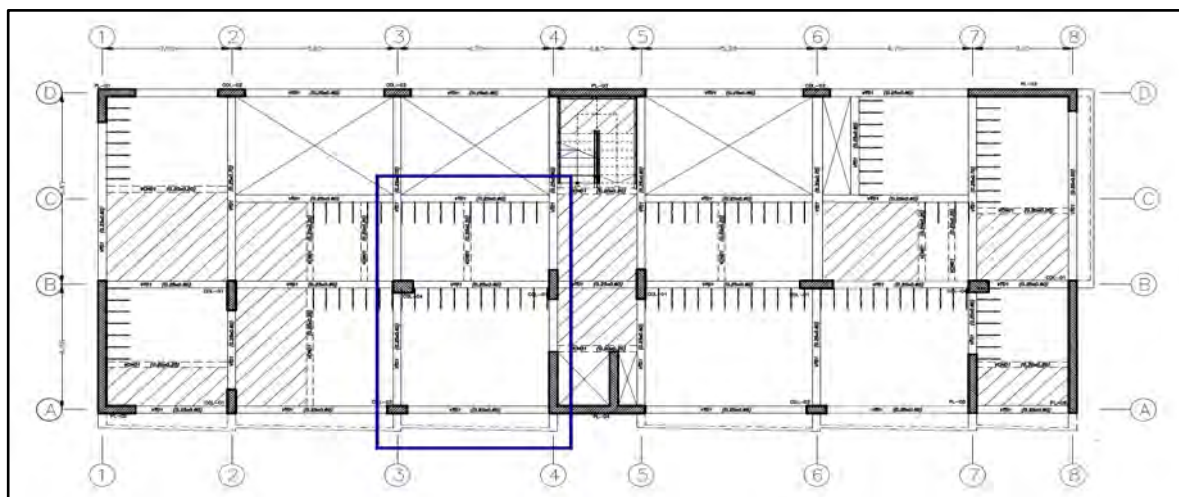


Figura 9. Ubicación en planta típica de losa aligerada a diseñar.
Elaboración propia.

B. Metrado de cargas

Se realizará el metrado de cargas para la viga del tramo 3-4 para el piso típico, la cual presenta un espesor de $h = 0.20 \text{ m}$. Se obtendrá un metrado lineal para un ancho de viga igual a 0.40 m .

Tabla 32

Cargas de gravedad de la viga de un piso típico

	CM (tonf/m)	CV (tonf/m)
Peso propio	0.3*0.4	-
Piso terminado	0.1*0.4	-
Sobrecarga	-	0.2*0.4
Total	0.16	0.08

Nota. Elaboración propia

Carga última:

$$W_u = 1.40 * 0.16 + 1.70 * 0.08 = 0.36 \text{ tn/m}$$

Una vez calculada la carga última de la vigueta típica e identificado los tipos de apoyo en el paño, se procede a obtener el diagrama de fuerza cortante y momentos flectores.

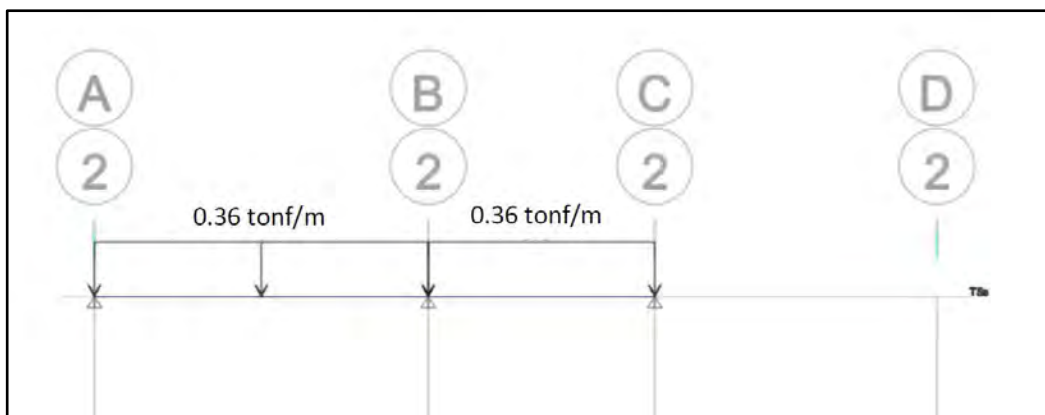


Figura 10. Cargas Wu de la losa aligerada a diseñar. Elaboración propia.

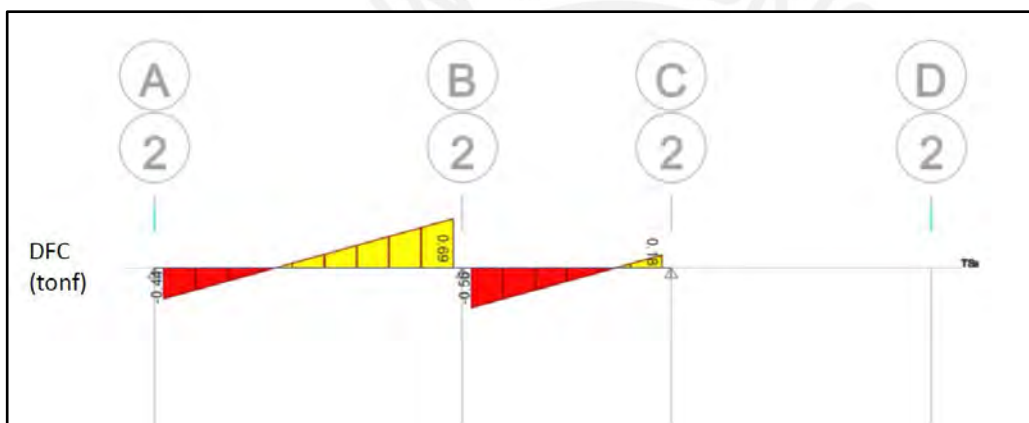


Figura 11. Diagrama de fuerza cortante de la vigueta típica (tonf). Elaboración propia.

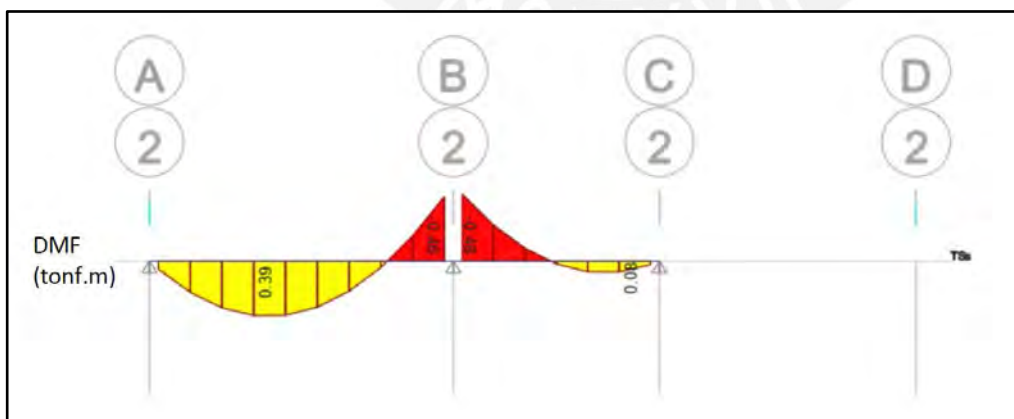


Figura 12. Diagrama de momento flector de la vigueta típica (tonf.m). Elaboración propia.

C. Diseño por flexión

Se procede a realizar el cálculo del acero requerido una vez calculados los momentos flectores a los que están expuestos los paños de la losa aligerada a diseñar. El cual debe encontrarse entre el rango de acero mínimo y acero máximo. A continuación, en la Tabla 33, se presentan los resultados de los cálculos realizados:

Tabla 33

Cálculo de la cuantía de acero en cada eje de la losa aligerada

	EJE	Mu (tonf.m)	d (cm)	As mín (cm ²)	As máx (cm ²)	a (cm)	A req (cm ²)	Cuantía	As instalado (cm ²)
M+	Eje A-B	0.39	17	0.41	7.49	0.36	0.61	1φ3/8"	0.71
M+	Eje B-C	0.08	17	0.41	7.49	0.07	0.12	1φ3/8"	0.71
M-	Eje A-B	0.46	17	1.0	2.71	1.78	0.76	2φ3/8"	1.42
M-	Eje B-C	0.48	17	1.0	2.71	1.85	0.79	2φ3/8"	1.42

Nota. Elaboración propia

D. Acero de Temperatura

Por otro lado, el acero de temperatura se coloca perpendicular al sentido de las viguetas con la finalidad de resistir los esfuerzos de contracción y temperatura del aligerado. Comúnmente, se utiliza la varilla de menor diámetro al instalado en la losa aligerada. Por convención se instala varillas de $\phi 1/4'' @ 0.25$ m.

F. Longitud de corte de acero

Se procede a determinar la longitud de corte de bastones del Eje A-B. Presenta una luz libre de $ln = 4.00$ m.

En los extremos el corte se puede calcular como la longitud libre entre 5.

$$L_{\text{corte}} = \frac{ln}{5} = \frac{4}{5} = 0.8$$

Para los bastones interiores, tanto para la parte superior e inferior se determina como la longitud libre entre 3.

$$L_{corte} = \frac{ln}{3} = \frac{4}{3} = 1.40$$

De igual manera, se calcula para los siguientes tramos de la losa aligerada.

F. Diseño por cortante

Para realizar el diseño por cortante, se debe hallar las cortantes últimas (V_u) a “d” de la cara en cada tramo de losa aligerada y verificar si es menor que la resistencia del concreto a corte (ϕV_c).

Tabla 34

Diseño por cortante

EJE	bw (cm)	d (cm)	ϕV_c (tonf)	V_u (tonf)	¿Cumple $\phi V_c > V_u$?
Eje A-B	10	17	1.22	0.42	Sí cumple
Eje A-B	10	17	1.22	0.68	Sí cumple
Eje B-C	10	17	1.22	0.55	Sí cumple
Eje B-C	10	17	1.22	0.17	Sí cumple

Nota. Elaboración propia.

Se observa que en todos los tramos cumple con la demanda por corte en las viguetas, por lo que no requiere ensanches.

G. Control de deflexiones

Se utiliza la condición de apoyo con un extremo continuo para ambos tramos de la losa aligerada.

A continuación, se presentan los resultados del cálculo:

Tabla 35

Control de deflexiones

EJE	ln (m)	hmin (cm)
Eje A-B	4.00	21.62
Eje B-C	2.65	14.32

Nota. Elaboración propia

Si bien no cumple los requerimientos en el Tramo A-B que cuenta con mayor luz libre, este es permitido para aligerados de 20 cm de espesor.

H. Diseño final

Se muestra el diseño final de losa aligerada ubicada en el Eje 3-4.

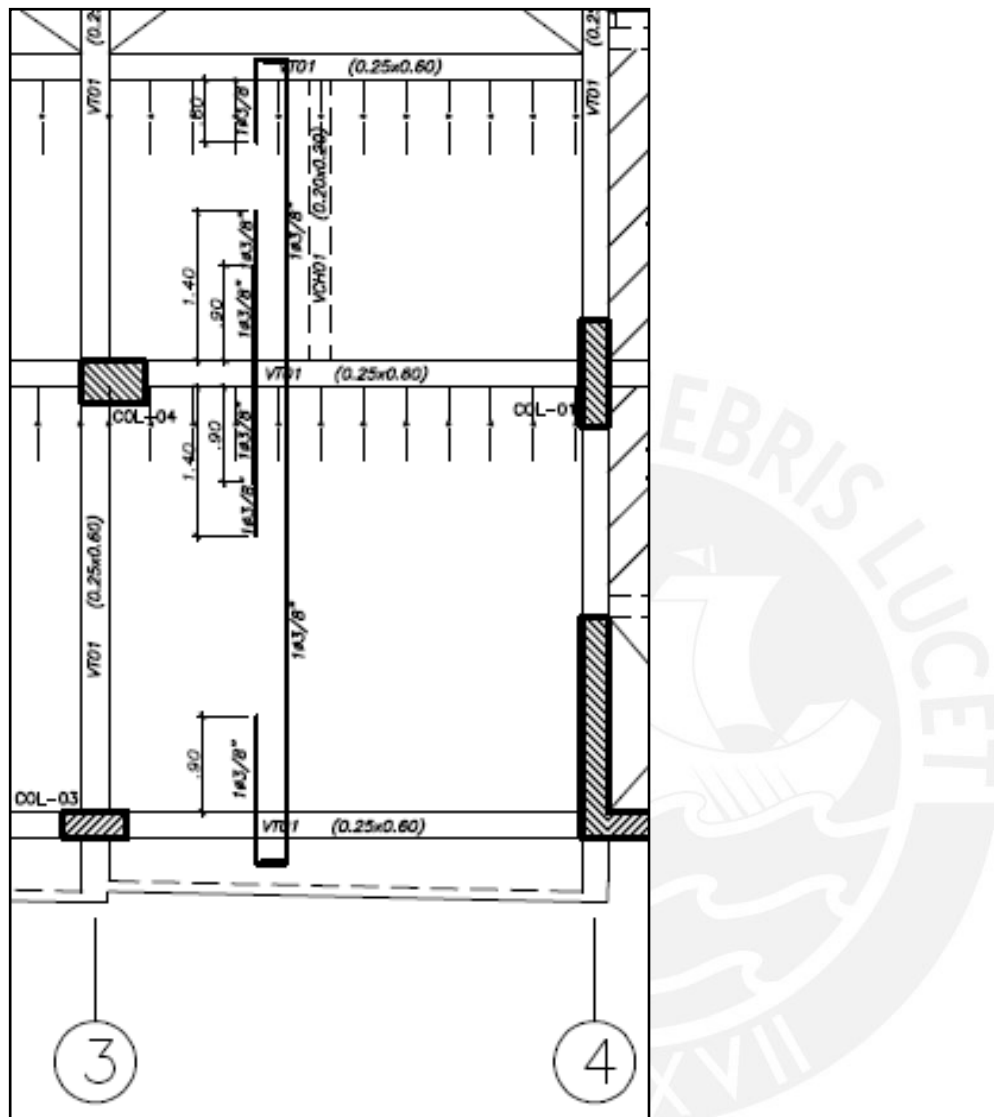


Figura 13. Diseño final de losa aligerada.
Elaboración propia.

4.2. Diseño de losa maciza

La losa maciza es un elemento estructural que está compuesto por varillas de acero distribuidos a lo largo del paño en forma de malla y desde luego, concreto. Es considerado uno de los elementos más delicados, pues cualquier grieta a causa de sismo o cargas excesivas puede terminar en el colapso de este componente.

4.2.1. Análisis estructural

Al igual que las losas aligeradas, para el análisis estructural de losas macizas se consideran las cargas de gravedad. A continuación, se indica la combinación última de diseño que se empleará:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

4.2.2. Diseño por flexión

El diseño por flexión de losas macizas en dos direcciones se analiza comúnmente para 1 m de ancho de losa. Para ello, en primera instancia se estima el acero mínimo y máximo con las siguientes expresiones que indica la Norma E.060 Concreto Armado:

Acero Mínimo:

$$As_{min} = 0.0018 * b * h$$

Acero Máximo:

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 * Asb$$

Donde:

h = Espesor de losa maciza

d = Peralte efectivo

b = Ancho de la base

$f'c$ = Resistencia del concreto

fy = Resistencia del acero

Mu = Momento último

De igual manera que en losas aligeradas, determinado los momentos positivos y negativos del paño de la losa se procede a obtener el acero requerido, según las fórmulas conocidas para el diseño por flexión de secciones rectangulares. A continuación, se indican las siguientes expresiones:

Cálculo de “a”:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

Cálculo de As requerido:

$$As\ req = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

4.2.3. Diseño por corte

El diseño por cortante en losas macizas se basa en verificar si la capacidad que tiene el espesor frente a los esfuerzos por cortante es la adecuada $\phi Vc \geq Vu$. En caso no cumpla se debe aumentar el espesor de la losa.

Según la Norma E.060 Concreto Armado, indica la siguiente fórmula para el cálculo de la resistencia al corte que presenta el concreto:

$$\phi Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

4.2.4. Ejemplo de diseño

A. Ubicación del elemento en el piso típico

A continuación, se presenta la losa maciza a diseñar que se encuentra ubicada entre los Ejes 1-2 y Ejes B-C.

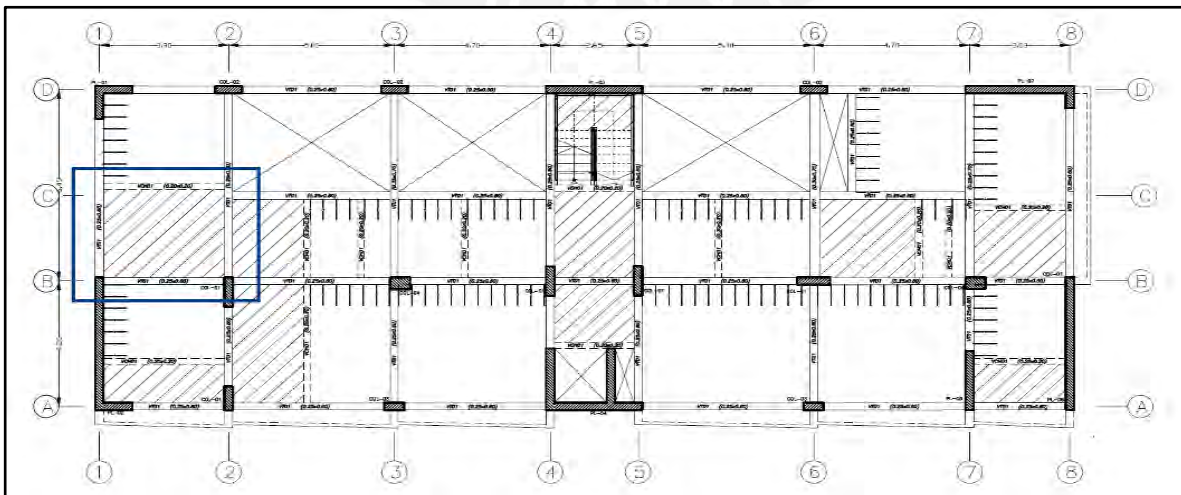


Figura 14. Ubicación en planta típica de la losa maciza a diseñar.

Elaboración propia.

B. Metrado de cargas

Se realiza el metrado de cargas para 1 metro de ancho de losa maciza. De igual manera que en losa aligerada, se obtendrá un metrado lineal.

Tabla 36

Cargas de gravedad de 1 m de losa maciza de un piso típico

	CM (tonf/m)	CV (tonf/m)
Peso propio	2.40*0.20*1.00	-
Piso terminado	0.1*1.00	-
Tabiquería	0.3*1.00	-
Sobrecarga	-	0.2*1.00
Total	0.88	0.20

Nota. Elaboración propia

Carga última:

$$W_u = 1.40 * 0.88 + 1.70 * 0.20 = 1.57 \text{ tn/m}$$

Posteriormente, se realiza el análisis estructural de la losa maciza con la combinación de carga última en el programa Etabs.

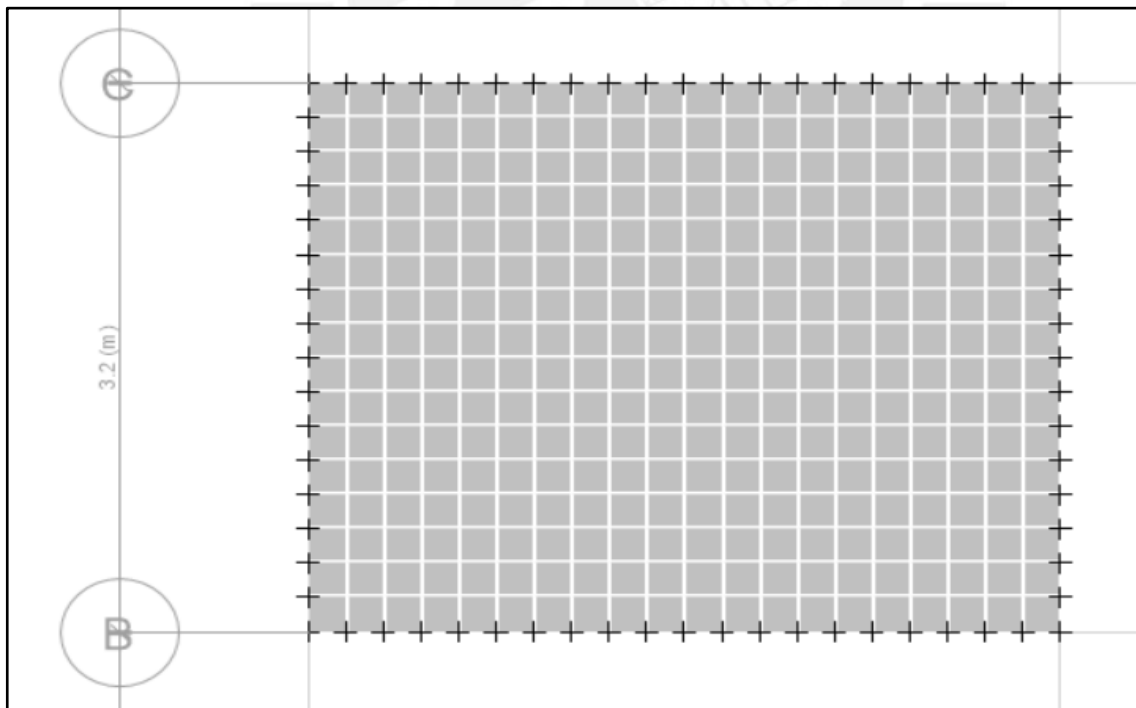


Figura 15. Modelo estructural de la losa maciza.

Elaboración propia.

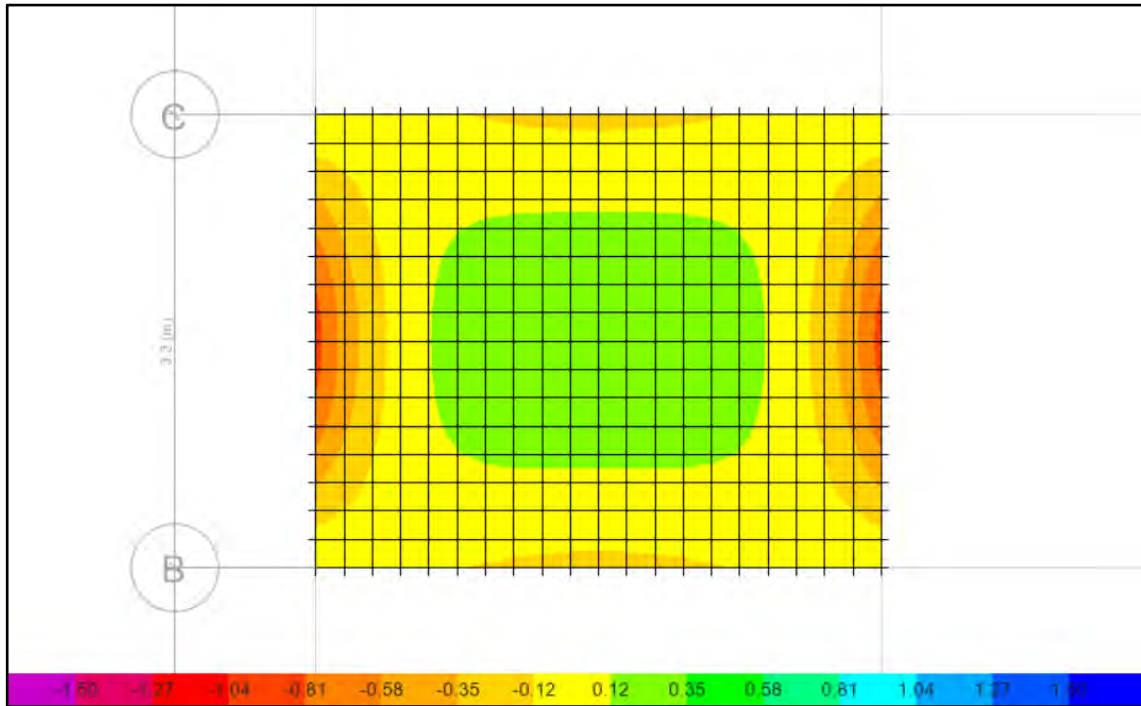


Figura 16. Diagrama de momento flector dirección X. Mínimo valor= -3.47, Máximo valor=3.05. (tonf.m).
Elaboración propia.

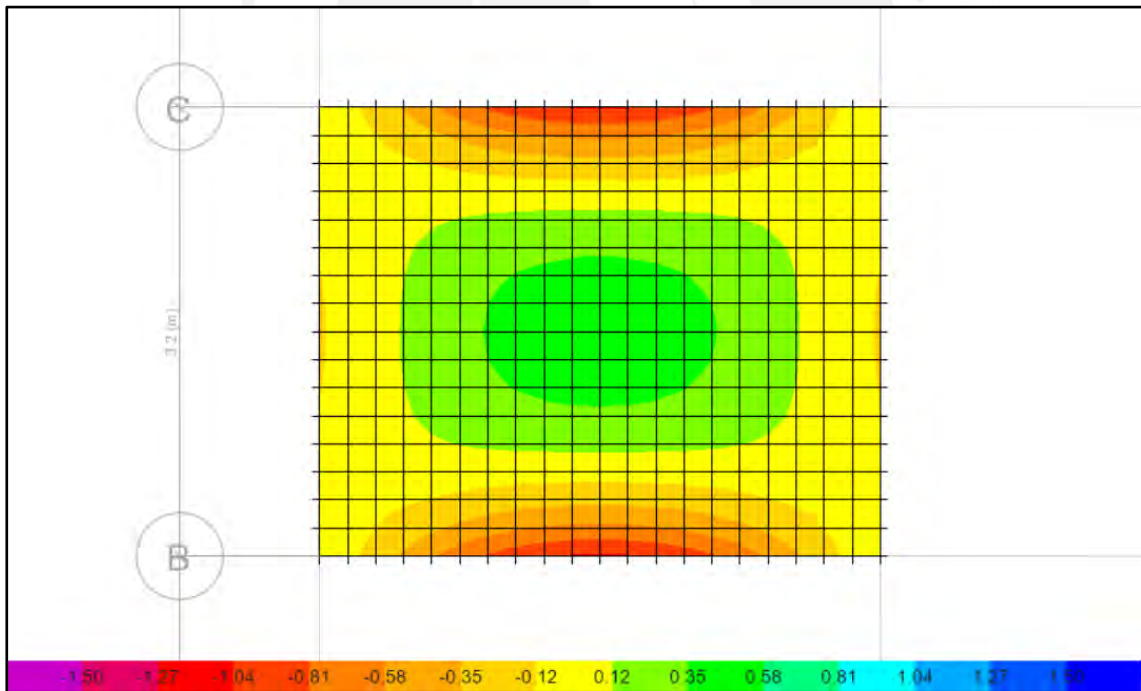


Figura 17. Diagrama de momento flector dirección Y. Mínimo valor= -2.27, Máximo valor=1.05. (tonf.m).
Elaboración propia.

C. Diseño por flexión

Obtenido los resultados de los momentos positivos y negativos en ambas direcciones de diseño es posible obtener el acero requerido mediante las fórmulas del diseño por flexión. Para ello se utiliza el momento máximo del análisis en la dirección X, Y. A continuación, se observa en la Tabla 37, la cuantía de acero para cada dirección de análisis de la losa maciza:

Tabla 37

Cálculo de la cuantía de acero en la dirección X, Y de la losa maciza

EJE 1-2	Mu (tonf.m)	d (cm)	As mín (cm ²)	As máx (cm ²)	a (cm)	A req (cm ²)	Cuantía
M+ Dirección X	3.05	17	3.60	27.1	1.16	4.91	1φ1/2" @20 cm
M- Dirección X	3.47	17	3.60	27.1	1.32	5.62	1φ1/2" @20 cm
M+ Dirección Y	1.05	17	3.60	27.1	0.39	1.65	1φ3/8" @20 cm
M- Dirección Y	2.27	17	3.60	27.1	0.85	3.62	1φ3/8" @ 20 cm

Nota. Elaboración propia

D. Diseño por cortante

En el diseño por cortante en losas macizas se verificará si la capacidad que tiene el espesor frente a los esfuerzos por cortante es la adecuada $\phi V_c \geq V_u$.

Tabla 38

Diseño por cortante de la losa maciza

EJE 1-2	b (cm)	d (cm)	ϕV_c (tonf)	Vu (tonf)	¿Cumple $\phi V_c > V_u$?
Dirección X	100	17	11.10	0.42	Sí cumple
Dirección Y	100	17	11.10	4.10	Sí cumple

Nota. Elaboración propia.

De la Tabla 38, se verifica que cumple con el criterio mencionado, por lo tanto, no requiere de ensanchamiento del espesor de losa maciza.

D. Diseño final de losa maciza

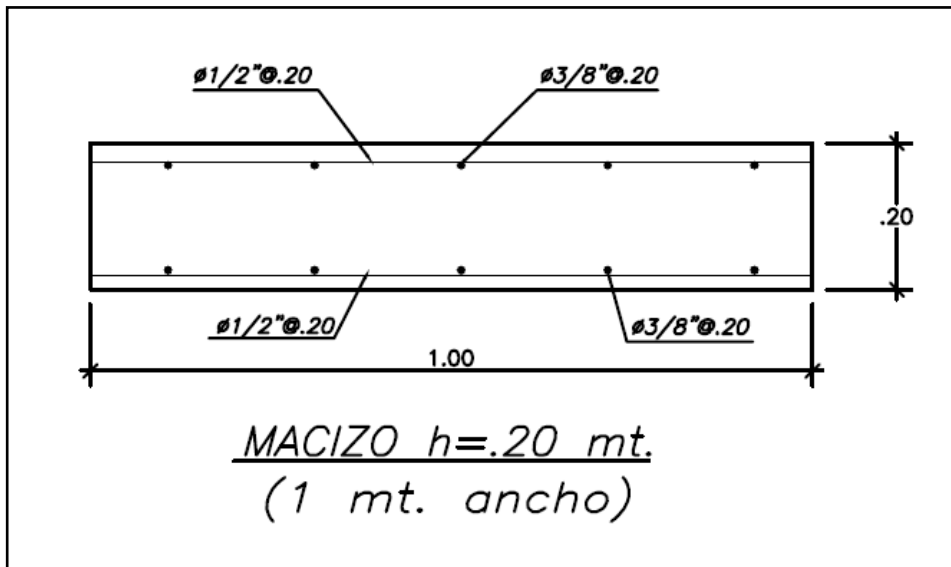


Figura 18. Diseño final de losa maciza.
Elaboración propia.



Capítulo 5

Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales horizontales que trabajan principalmente a flexión y corte.

Las cargas de los techos del edificio se transmiten de las losas hacia las vigas y de estas, hacia placas y columnas. En este capítulo se va a diseñar las vigas, según los lineamientos de la Norma E.060 Concreto Armado.

5.1. Análisis estructural

Para el análisis estructural de la viga, se contemplan las cargas de gravedad, carga viva y carga muerta, así como las cargas sísmicas. Además, la Norma E.060 indica las combinaciones de carga que deben ser empleadas en el diseño de vigas y que, a continuación, se detallan:

$$U = 0.9CM \pm S$$

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

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

5.2. Diseño por flexión

En el diseño por flexión, se realiza el cálculo del acero por flexión, tanto máximo y mínimo. Las expresiones que indica la Norma E.060, para el cálculo de ambos requerimientos se muestra, a continuación:

Acero Mínimo

$$As_{\text{mín}} = \frac{0.7\sqrt{f'c} * b * d}{fy}$$

Acero Máximo

$$As_{\text{máx}} = 0.75 * Asb$$

Donde:

$A_s b$ = Falla balanceada

$f'c$ = Resistencia del concreto

f_y = Resistencia del acero

b = Ancho de la viga

d = Peralte efectivo

a = Bloque de compresiones

Adicionalmente, para el cálculo del acero requerido se necesita el momento último de las combinaciones de carga. Asimismo, se debe encontrar entre el rango del acero del acero mínimo y máximo, pues así garantiza la ductilidad según lo requerimientos de la Norma E.060. A continuación, se muestran las expresiones para su respectivo cálculo:

Cálculo de a:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

Cálculo de A_s :

$$A_{s req} = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Por otro lado, la Norma E.060 establece algunas exigencias para el sistema estructural de muros donde se indica que tiene que existir un refuerzo continuo a lo largo de toda la viga, conformado por dos barras tanto en la cara superior como en la cara inferior.

5.3. Diseño por corte

El diseño por corte se realiza para que la viga diseñada en primera instancia presente una falla dúctil y no una falla por corte, pues la falla por flexión prevalece. A continuación, se muestran las expresiones dadas por la Norma E.060 Concreto Armado, para el cálculo del aporte del concreto:

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

Asimismo, se detalla las expresiones para determinar el aporte del refuerzo perpendicular al eje de la viga:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

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

Donde:

ϕV_n = Resistencia de diseño

V_u = Carga última

V_c = Resistencia de concreto

V_s = Resistencia de estribos

El diseño por cortante debe satisfacer la siguiente condición en toda la viga, según lo indicado en la Norma E.060:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Conociendo el valor de V_u y además el valor de V_c se puede calcular el valor de la resistencia requerida (V_s) y; por lo tanto, se puede obtener el espaciamiento del estribo requerido. Además, la Norma E.060 Concreto Armado indica que, para controlar para controlar las fisuras bajo cargas de servicio, se debe cumplir con la siguiente expresión:

$$V_s \leq 2.1\sqrt{f'_c} * b * d ,$$

Asimismo, el primer estribo debe estar situado a 10 cm de la cara del apoyo. Pero se considera como práctica profesional la distancia de 5 cm el primer estribo. Los estribos serán como mínimo diámetro de 8mm para barras de hasta 5/8” de diámetro, de 3/8” para barras de hasta diámetro de 1” y de 1/2” para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de confinamiento no debe exceder los siguientes valores:

- $d/4$
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 30 cm

5.4. Diseño por capacidad

La Norma E.060 indica una serie de condiciones para que la viga, en un evento sísmico, tenga una falla dúctil antes que una falla frágil. Por lo que se debe cumplir lo siguiente:

- La suma de las fuerzas cortantes asociadas a los momentos nominales en cada extremo y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad amplificadas.
- El cortante máximo obtenido con las combinaciones de carga, amplificando los valores de sismo con un factor de 2.5.

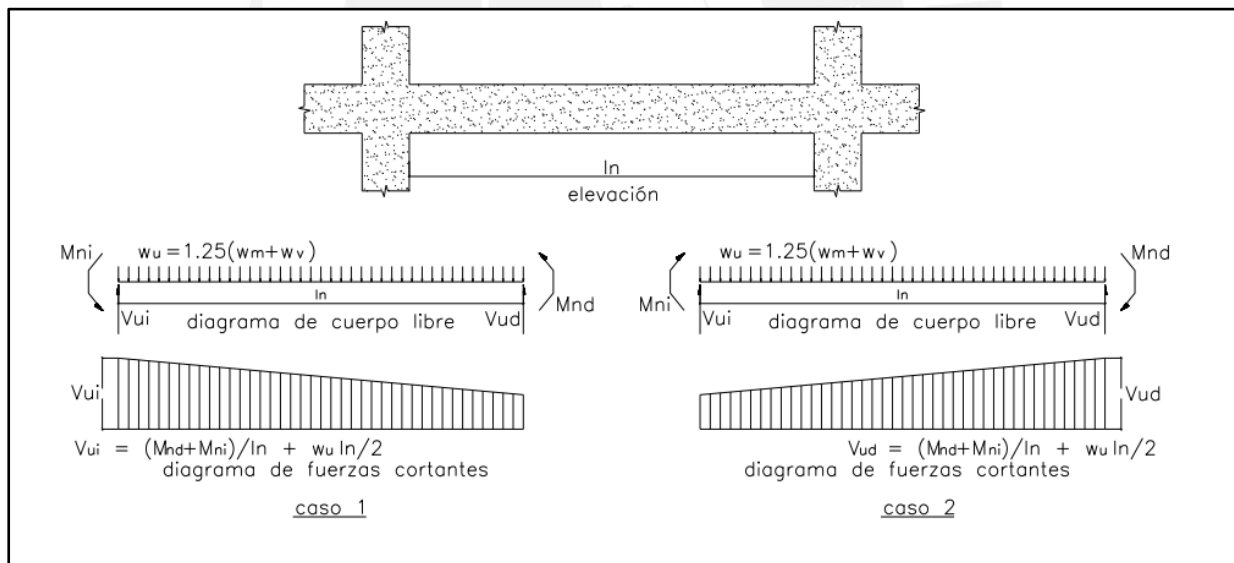


Figura 19. Fuerza cortante para diseño por capacidad en vigas
Tomado de "Norma E.060 Concreto Armado", 2009

5.5. Control de deflexiones

La Norma E.060 establece una tabla de control de deflexiones según las condiciones de apoyo que se muestran en la Tabla 39 y que son los mismos requerimientos que losa aligerada:

Tabla 39

Control de deflexiones

	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
h mínimo	1/16	1/18.5	1/21	1/8

Nota. Tomado de la “Norma E.060 Concreto Armado”, 2009

5.6. Control de la fisuración

Se establece un parámetro Z , según la norma E.060, que indica que de presentarse fisuras en el elemento estructural no ocasionen mayores problemas en el comportamiento estructural. Para ello, se debe cumplir que $Z < 26\ 000\text{kg/cm}^2$. A continuación, se indica la expresión para el cálculo de Z :

$$Z = f_s \sqrt[3]{d * c * Act}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo en el acero

dc = Espesor del recubrimiento del concreto

Act = Área de la parte de la sección transversal comprendida entre la cara en tracción por flexión y el centro de gravedad

5.8. Ejemplo de diseño

A. Ubicación del elemento en el piso típico

Se presenta la ubicación de la viga a diseñar que se encuentra a lo largo del Eje B y comprende todos los tramos en la dirección horizontal.

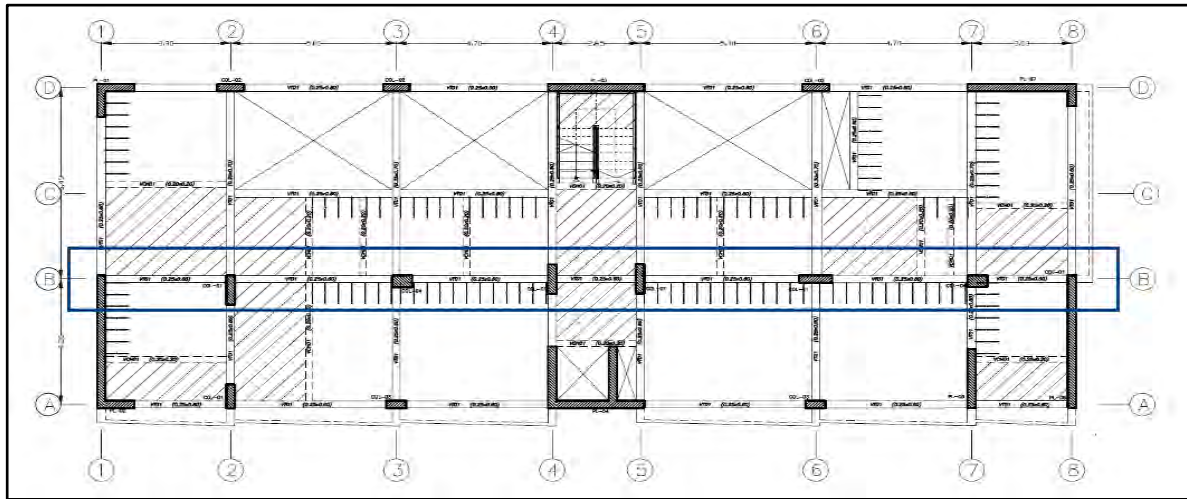


Figura 20. Ubicación en planta típica de la viga a diseñar.
Elaboración propia.

B. Metrado de cargas

Se presenta el metrado de la viga del Eje B (0.25x0.60m) a lo largo de la dirección horizontal.

Tabla 40

Metrado de cargas distribuidas en la viga del Eje B

TRAMO	CM (tonf/m)	CV (tonf/m)
Peso propio	2.4*0.25* 0.6	-
Piso terminado	0.1*2.25	-
Losa aligerada	0.3*2.0	-
TRAMO 12 Losa maciza sup.	0.2*2.4*2.9	-
Piso t. losa maciza sup.	0.1*2.9	-
Peso del tabique sup.	0.15*1.8*2.75*0.6	-
Sobrecarga	-	0.2*2.25
Sobre carga sup.	-	0.2*2.9
Total	3.31	1.03
Peso propio	2.4*0.25* 0.6	-
Piso terminado	0.1*3.57	-
TRAMO 23 Losa aligerada	0.3*3.32	-
Losa maciza sup.	0.2*2.4*1.32	-
Piso t. losa maciza sup.	0.1*1.32	-
Losa maciza inf.	0.2*2.4*2.0	-
Piso t. losa maciza inf.	0.1*2.0	-
Sobrecarga	-	0.2*3.57
Sobre carga sup.	-	0.2*1.32
Sobre carga inf.	-	0.2*2.0
Total	3.64	1.38
Peso propio	2.4*0.25* 0.6	-
TRAMO 34 Piso terminado	0.1*3.57	-
Losa aligerada	0.3*3.32	-

	Sobrecarga	-	0.2*3.57
	Total	1.71	0.71
TRAMO 45	Peso propio	2.4*0.25* 0.6	-
	Piso terminado	0.1*0.25	-
	Losa maciza sup.	0.2*2.4*1.47	-
	Piso t. losa maciza sup.	0.1*1.47	-
	Losa maciza inf.	0.2*2.4*0.98	-
	Piso t. losa maciza inf.	0.1*0.98	-
	Sobrecarga	-	0.2*0.25
	Sobre carga sup.	-	0.2*1.47
	Sobre carga inf.	-	0.2*0.98
	Total	181	0.54
TRAMO 56	Peso propio	2.4*0.25* 0.6	-
	Piso terminado	0.1*3.57	-
	Losa aligerada	0.3*3.32	-
	Sobrecarga	-	0.2*3.57
	Total	1.71	0.71
TRAMO 67	Peso propio	2.4*0.25* 0.6	-
	Piso terminado	0.1*3.57	-
	Losa aligerada	0.3*3.32	-
	Losa maciza sup.	0.2*2.4*1.32	-
	Piso t. losa maciza sup.	0.1*1.32	-
	Losa maciza inf.	0.2*2.4*2.0	-
	Piso t. losa maciza inf.	0.1*2.0	-
	Sobrecarga	-	0.2*3.57
	Sobre carga sup.	-	0.2*1.32
Sobre carga inf.	-	0.2*2.0	
	Total	3.64	1.38
TRAMO 78	Peso propio	2.4*0.25* 0.6	-
	Piso terminado	0.1*2.25	-
	Losa aligerada	0.3*2.0	-
	Losa maciza sup.	0.2*2.4*2.26	-
	Piso t. losa maciza sup.	0.1*2.26	-
	Sobrecarga	-	0.2*2.25
	Sobre carga sup.	-	0.2*2.26
	Total	2.50	0.90

Nota. Elaboración propia

Tabla 41

Metrado de cargas muertas puntuales en la viga del Eje B

Tramo			CM (tonf/m)
Tramo 23	Viga chata	2.4*0.2*0.2*2*(1.32+2.0)	0.64
Tramo 34	Viga chata	2.4*0.2*0.2*(1.32)	0.13
Tramo 56	Viga chata	2.4*0.2*0.2*(1.32)	0.13
Tramo 67	Viga chata	2.4*0.2*0.2*2*(1.32)	0.25

Nota. Elaboración propia

Adicionalmente, se muestran en las imágenes los diagramas de momento flector y diagrama de fuerza cortante una vez realizado el metrado de cargas:

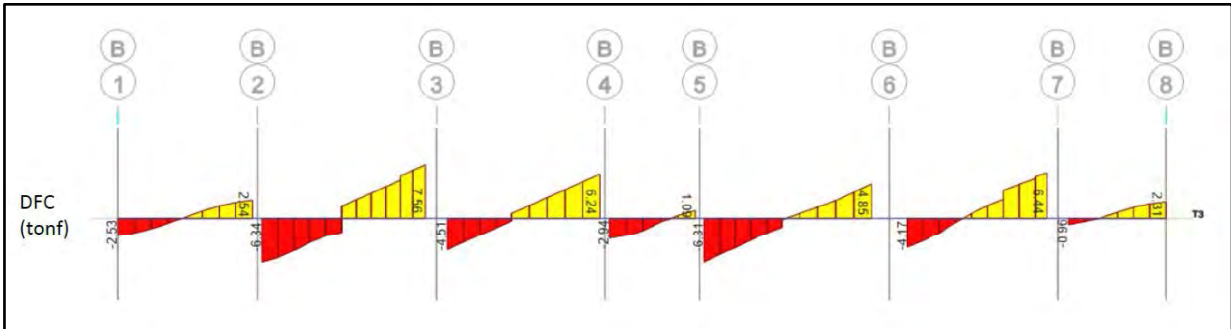


Figura 21. Diagrama de fuerza cortante de carga muerta de la viga (tonf).
Elaboración propia.

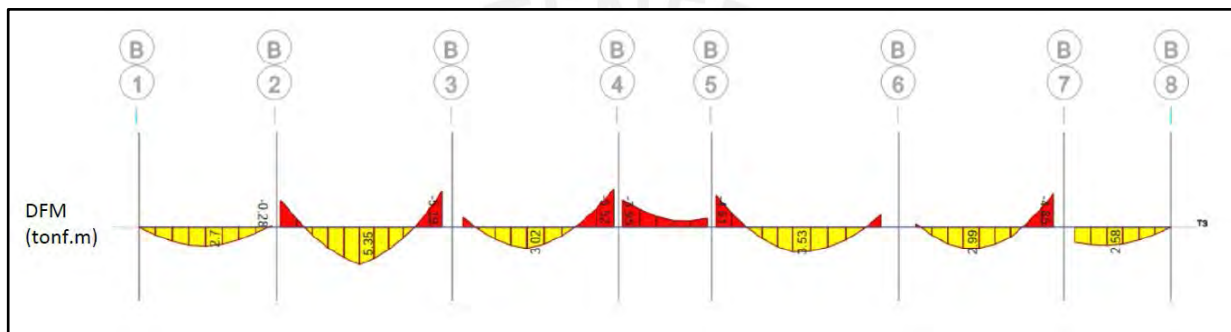


Figura 22. Diagrama de momento flector de carga muerta de la viga (tonf.m).
Elaboración propia.

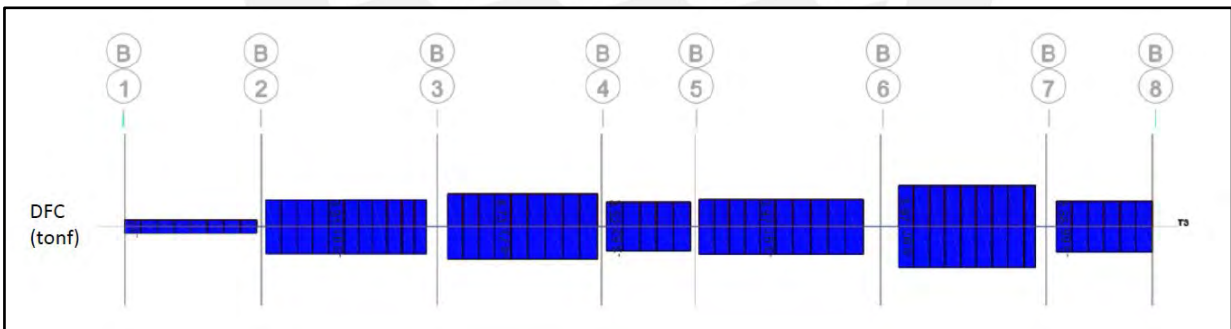


Figura 23. Diagrama de fuerza cortante de carga de sismo de la viga (tonf).
Elaboración propia.

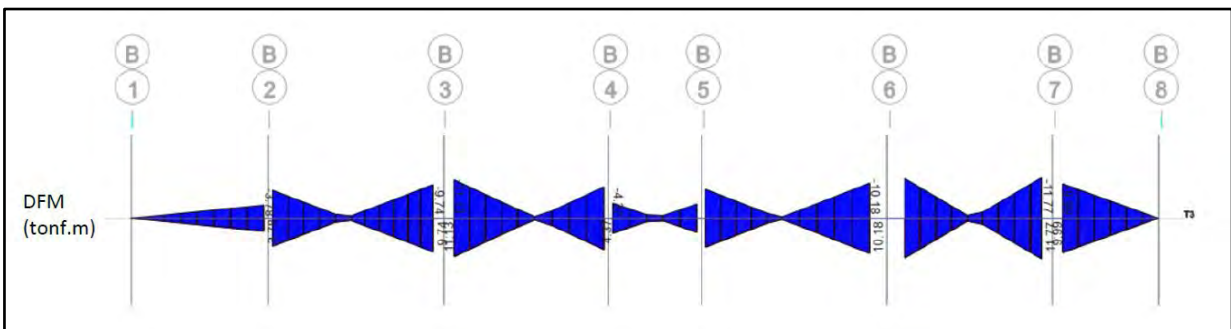


Figura 24. Diagrama de momento flector de carga de sismo de la viga (tonf).
Elaboración propia.

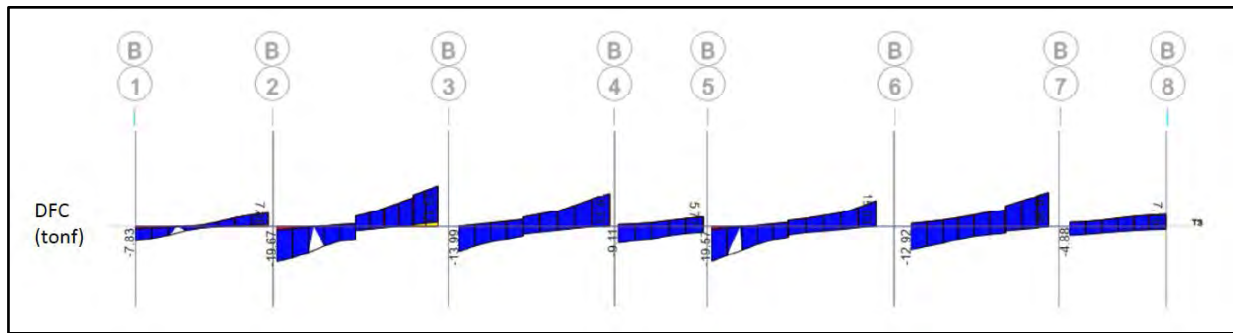


Figura 25. Diagrama de fuerza cortante de la envolvente de las combinaciones de carga de la viga (tonf).

Elaboración propia.

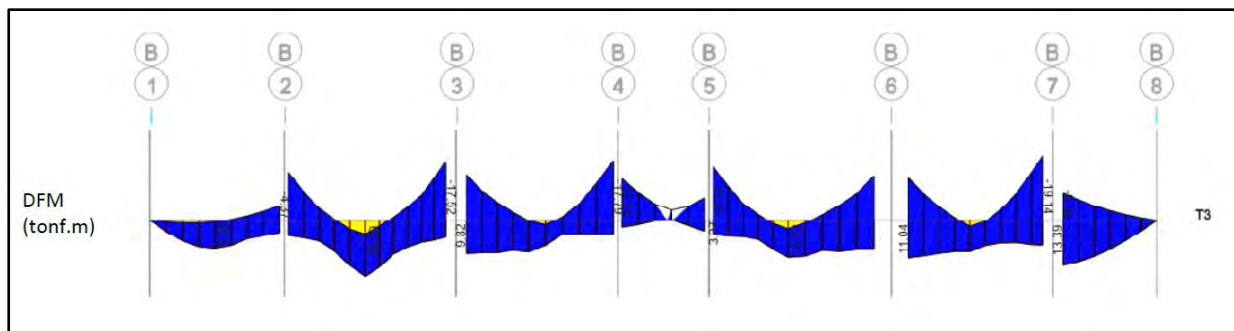


Figura 26. Diagrama de momento flector de la envolvente de las combinaciones de carga de la viga (tonf.m).

Elaboración propia.

C. Diseño por flexión

Una vez obtenido los momentos de la envolvente, se procede a calcular el acero requerido en cada tramo de la viga del Eje B. Es importante mencionar, que se debe distribuir 2 varillas longitudinales en la parte superior e inferior de cada tramo de la viga como mínimo. En la Tabla 42, se presentan los resultados de los cálculos realizados:

Tabla 42

Cálculo de la cuantía de acero en cada tramo de la viga.

TRAMO	Mu	Mu (tonf.m)	d (cm)	As mín (cm ²)	As máx (cm ²)	a (cm)	A req (cm ²)	5/8"	3/4"	As instalado (cm ²)
Tramo 12	M-	4.37	54	3.26	21.5	2.05	2.18		2	5.68
Tramo 12	M+	3.69	54	3.26	21.5	1.73	1.83		2	5.68
Tramo 23	M-	14.17	54	3.26	21.5	6.99	7.42	1	2	7.68
Tramo 23	M+	16.59	54	3.26	21.5	8.29	8.80	2	2	9.68
Tramo 23	M-	17.52	54	3.26	21.5	8.79	9.34	2	2	9.68
Tramo 23	M+	5.07	54	3.26	21.5	2.39	2.54		2	5.68
Tramo 34	M-	13.45	54	3.26	21.5	6.61	7.02	1	2	7.68
Tramo 34	M+	9.82	54	3.26	21.5	4.74	5.03		2	5.68

Tramo 34	M-	17.79	54	3.26	21.5	8.94	9.50	1	2	9.68
Tramo 34	M+	4.15	54	3.26	21.5	2.03	2.07		2	5.68
Tramo 45	M-	12.24	54	3.26	21.5	5.97	6.35		2	5.68
Tramo 45	M+	2.13	54	3.26	21.5	0.99	1.05		2	5.68
Tramo 45	M-	6.69	54	3.26	21.5	3.38	3.38		2	5.68
Tramo 45	M+	3.27	54	3.26	21.5	1.59	1.63		2	5.68
Tramo 56	M-	15.85	54	3.26	21.5	7.88	8.38	2	2	9.68
Tramo 56	M+	4.24	54	3.26	21.5	1.99	2.12		2	5.68
Tramo 56	M-	13.19	54	3.26	21.5	6.47	6.87	1	2	7.68
Tramo 56	M+	8.53	54	3.26	21.5	4.09	4.34		2	5.68
Tramo 67	M-	12.48	54	3.26	21.5	6.10	6.48	1	2	7.68
Tramo 67	M+	11.04	54	3.26	21.5	5.36	5.69	1	2	7.68
Tramo 67	M-	19.14	52	3.14	20.7	10.16	10.35	3	2	11.68
Tramo 67	M+	7.40	54	3.26	21.5	3.53	3.75		2	5.68
Tramo 67	M-	8.08	54	3.26	21.5	3.86	4.11		2	5.68
Tramo 67	M+	13.39	54	3.26	21.5	6.57	6.99	1	2	7.68

Nota. Elaboración propia

Como se puede observar en la Tabla, las áreas de acero instalado cumplen con los requisitos expuestos. Por lo tanto, la viga va presentar refuerzos longitudinales de 3/4", en la parte superior e inferior respectivamente. Con bastones positivos y negativos de 5/8".

D. Diseño por cortante

Una vez obtenidos los valores de las cortantes del diagrama de fuerza cortante última hallados a partir de la envolvente de las combinaciones de carga a "d" de la cara. Se procede a calcular la resistencia del concreto a corte, mediante las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.53\sqrt{210} * 25 * 54 = 10.37 \text{ tn}$$

$$V_s = \frac{(2 * 0.71) * 4200 * 54}{12.5} = 25.76 \text{ ton}$$

$$V_n = V_c + V_s = 10.37 + 25.76 = 36.13 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 36.13 = 30.71 \text{ ton}$$

Se verifica que la máxima cortante de los tramos de la viga del Eje B, $V_u = 23.42 \text{ ton}$ es menor que la resistencia a la cortante del concreto. Por lo tanto se cumple el criterio $\phi V_n \geq V_u$.

Adicionalmente, para el cálculo del espaciamiento de los estribos se utilizarán los criterios propuestos por la Norma E.060 Concreto Armado. La dimensión de la zona de confinamiento será igual a 2 veces el peralte de la viga, es decir, $L=2*60=120$ cm. Asimismo, el espaciamiento de confinamiento no debe exceder los siguientes valores:

- $d/4= 52/4=13$ cm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal = $10*1.91=19.05$ cm
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo = $24*0.95=22.86$ cm
- 30 cm

De los criterios anteriores, se escoge el menor valor de los 4 criterios. Por lo tanto, el espaciamiento en la zona de confinamiento será de 13 cm, el cual debe ser aproximado a un valor típico de espaciamiento $S= 12.5$ cm. Además, se calcula la cantidad de estribos en la zona de confinamiento.

$$Cantidad\ de\ estribos = \frac{120 - 5}{12.5} = 9$$

Y en la zona central se debe considerar un valor no mayor a $S=0.5*d=0.5*0.52= 25$ cm

Finalmente, la distribución de los estribos será:

$$3/8" \phi: 1@.05, 9@12.5, Rto.@.25$$

E. Diseño por capacidad

Asimismo, se realizará el diseño por capacidad, con el fin de verificar si la cortante última de capacidad es mayor a la cortante máxima de diseño que podría soportar la viga. Para ello, se emplean las siguientes expresiones para realizar el cálculo:

$$Vu_1 = \frac{Mni + Mnd}{L} + 1.25(Vm + Vv)$$

$$Vu_2 = 1.25(Vm + Vv) + 2.5Vsismo$$

Tabla 43

Diseño por capacidad de la viga

Tramo	Vu1 (tonf)	Vu2 (tonf)	Vu cap. Escogida (tonf)	ϕVc (tonf)	¿Cumple $\phi Vc > Vu$?
Tramo 12	14.15	5.70	5.70	31.07	Sí cumple
Tramo 23	17.34	14.24	14.24	31.07	Sí cumple
Tramo 34	15.39	15.53	15.39	31.07	Sí cumple
Tramo 45	17.97	12.66	12.66	31.07	Sí cumple
Tramo 56	16.08	13.88	13.88	31.07	Sí cumple
Tramo 67	18.17	19.99	18.17	31.07	Sí cumple
Tramo 78	16.19	11.64	11.64	31.07	Sí cumple

Nota. Elaboración propia.

Como se observa en los resultados de la Tabla 43, las cortantes por capacidad son menores a las cortantes obtenidas del análisis estructural y menores que ϕVc . No se requiere hacer el cálculo de estribos. Por lo que, la distribución de estribos se mantiene:

3/8"Ø: 1@0.05, 9@12.5, Rto.@.25

F. Control de deflexiones

Con la Tabla 39, presentado líneas arriba, se comienza a calcular las deflexiones para cada uno de los tramos de la viga del Eje B. Se utiliza la condición de apoyo con un extremo continuo y con ambos extremos continuos. A continuación, se presentan los resultados del cálculo:

Tabla 44

Control de deflexiones de la viga

Tramo	ln (m)	hmin (cm)
Tramo 12	3.65	19.73
Tramo 23	4.75	22.62
Tramo 34	4.10	19.52
Tramo 45	2.40	11.43
Tramo 56	4.67	22.24
Tramo 67	4.08	19.43
Tramo 78	2.43	13.14

Nota. Elaboración propia

De la Tabla 44, se concluye que el peralte efectivo de la viga, 52 cm, es mayor que todos los peraltes mínimos de cada tramo, es decir, cumple con los requerimientos.

G. Control de fisuración

Por otro lado, se debe comprobar que las secciones de la viga (25x60) no se fisuran. Para ello, se realizan los cálculos correspondientes y se presenta los resultados:

Tabla 45

Control de fisuración de la viga

Sección	d (cm)	As (cm ²)	Ms (tonf.m)	Nº barras	Z (kg/cm ²)	¿Cumple Z < 26 000 kg/cm ² ?
Sección 12	52	5.84	5.88	3	19 777.34	Sí cumple
Sección 2	52	4.43	4.37	2	19 376.76	Sí cumple
Sección 23	52	7.75	8.8	3	22 304.09	Sí cumple
Sección 3	52	9.78	12.9	4	23 827.19	Sí cumple
Sección 34	52	5.24	5.14	3	13 359.64	Sí cumple
Sección 4	52	9.95	13.9	4	25 235.60	Sí cumple
Sección 45	52	1.65	2	2	23 809.46	Sí cumple
Sección 5	52	10.58	11.52	4	19 669.30	Sí cumple
Sección 56	52	5.57	6.98	3	24 615.22	Sí cumple
Sección 6	52	3.51	4.39	2	24 567.50	Sí cumple
Sección 67	52	6.76	5.01	3	14 557.76	Sí cumple
Sección 7	52	10.79	12.79	4	21 412.68	Sí cumple
Sección 78	52	7.29	6.03	3	16 247.75	Sí cumple

Nota. Elaboración propia

Se observa en la Tabla 45, que todas las secciones de la viga presentan Z menor a 26 000 kg/cm².

Por lo tanto, las cargas de la viga no generarán fisuraciones.

H. Diseño final

Se presenta el diseño final de la viga del Eje B, en dos tramos:

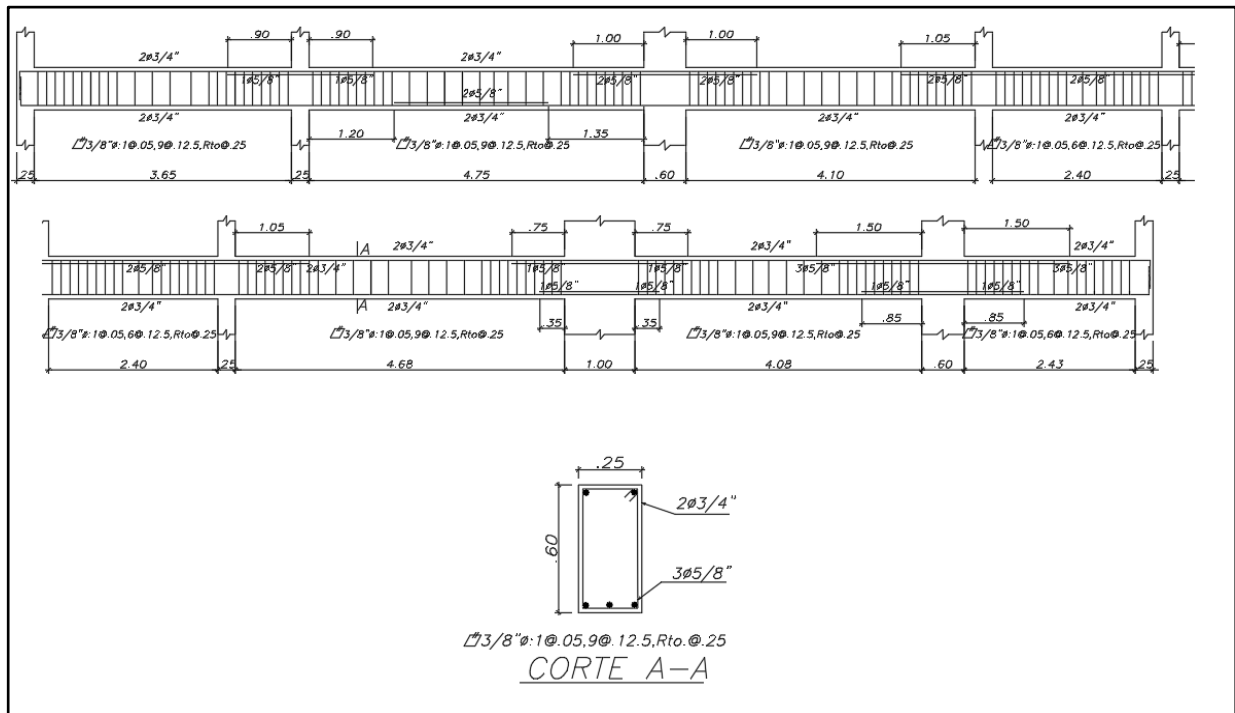


Figura 27. Diseño final de la viga.
Elaboración propia.

Capítulo 6

Diseño de columnas

Las columnas son los elementos estructurales verticales empleados para sostener la carga de la edificación. Transmiten las cargas y momentos de la edificación, de modo que la presión transmitida sea menor a la que el suelo pueda resistir, por lo que es importante encontrar un área en planta para transmitir una presión aceptable al suelo. Además, las columnas proporcionan la rigidez necesaria a la estructura y permiten controlar los desplazamientos laterales antes eventos sísmicos.

6.1. Análisis estructural

Para el análisis estructural de la columna se emplean las cargas vivas, muertas y sísmicas. Las columnas son diseñadas para resistir esfuerzos de flexocompresión y corte, para ello se utilizan las siguientes combinaciones propuestas en la Norma E.060:

$$U = 1.4C_M + 1.7C_V$$

$$U = 1.25 (C_M + C_V) \pm S$$

$$U = 0.9C_M \pm S$$

6.2. Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión para columnas está basado en la interacción entre la compresión y la flexión a la que una columna está sometida debido a las cargas de gravedad y a las cargas sísmica. Para el diseño se emplean diagramas de interacciones para verificar que el elemento cumpla con los requerimientos, ya que se busca que su respectiva carga (P_n) y momento flector (M_n) estén dentro del diagrama. Además, la Norma E.060 Concreto Armado, indica que la cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que el 1% ni mayor que el 6% del área total de la sección transversal.

$$1\% \leq p \leq 6\%$$

Diagrama de interacción

Los diagramas de interacción representan la acción conjunta de cargas axiales “P” y momentos flectores “M” que dirigen a varios modos de falla de una columna los cuales se resumen en cuatro puntos notables:

- Pc: Carga máxima a compresión.
- Pb y Mb: Carga balanceada y momento balanceado que definen la frontera entre una falla de tipo frágil y de tipo dúctil.
- Mu: Momento máximo que puede soportar la sección si se encuentra sometida a flexión pura.
- Pt: Carga máxima tracción que la sección puede soportar.

Asimismo, en el diagrama de interacción se debe aplicar una reducción de carga axial al punto notable de compresión pura en $\alpha=0.8$ (sección rectangular). El diagrama de interacción será la resistencia nominal del elemento que deberá multiplicarse por el factor $\phi=0.7$, para columnas rectangulares, para obtener el diagrama de interacción de diseño y este dependerá de la sección y el acero instalado, por lo que las cargas ultimas que sometan al elemento deben encontrarse dentro de este diagrama.

Si en caso los puntos de las cargas ultimas no se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño se deberá aumentar la cuantía de acero o la sección según sea el caso.

6.3. Diseño por corte

La Norma E.060 Concreto Armado indica que a ambos extremos de la columna se deberá colocar estribos de confinamiento. Para ellos, se debe calcular el aporte del concreto a la resistencia a la fuerza cortante mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

N_u = Carga última axial de la columna

A_g = Área de la sección transversal de la columna

d = Peralte efectivo

b = Ancho de la base

Por otro lado, para el cálculo de espaciamiento de los estribos se consideran las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$
$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Si en caso el ϕV_c resulta mayor al V_u , se asume un espaciamiento de estribos mínimo. En esta estructura las columnas absorben poca fuerza cortante, por lo que es probable que se obtenga el espaciamiento mínimo de los criterios de la norma.

Asu vez, la Norma E.060 Concreto Armado, indica que colocarán los estribos de confinamiento en una longitud l_o medida desde la cara del nudo, con estribos espaciados una distancia S_o . Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" y de 1/2" para barras de mayor diámetro.

-Para el espaciamiento S_o , se elige la menor dimensión:

- Dieciséis el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento
- 10 cm

-Para la longitud l_o , se elige la mayor dimensión:

- La sexta parte de la longitud libre.
- Mayor dimensión transversal de la columna.

- 50 cm

-En la zona fuera del confinamiento L_o , para el espaciamiento de estribos se toma el menor valor de los siguientes:

- La mitad del peralte efectivo.
- Dieciséis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- Cuarenta y ocho veces el diámetro del estribo.
- 30 cm

Por otra parte, la norma E.060 establece unos lineamientos para asegurar una falla por flexión antes que una falla por corte. Este diseño consiste en utilizar el momento nominal de los extremos de las columnas para estimar el cortante máximo de diseño, con este diseño estamos asegurando que se van a formar rotulas plasticas en los extremos antes que el elemento falle por corte.

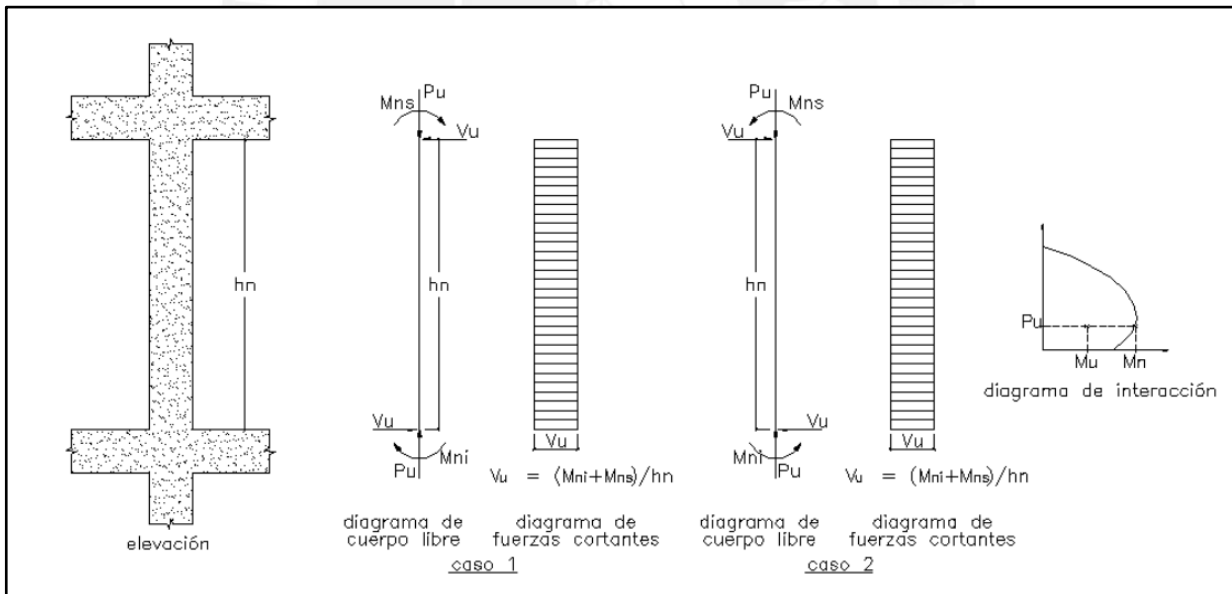


Figura 28. Fuerza cortante de diseño en columnas.
Tomado de "Norma E.060 Concreto Armado", 2020

6.4. Ejemplo de diseño

A. Ubicación del elemento en el piso típico

Se presenta el diseño completo de la columna C-04 (0.40x0.60 m) predimensionado previamente. Para ello, se muestra la ubicación en la planta típica, la columna a diseñar:

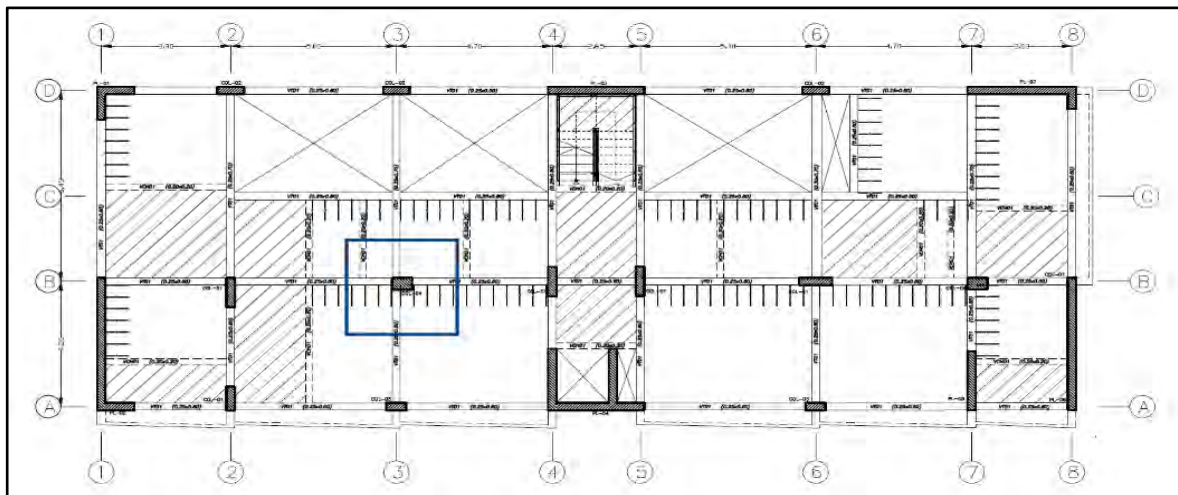


Figura 29. Ubicación en planta típica de la columna a diseñar.
Elaboración propia.

B. Metrado de columna C-04 (0.40x0.60)

A continuación, en la Tabla 46, se presenta el metrado de cargas para la columna C-04 (0.40x0.60) de un piso típico:

Tabla 46

Metrado de la columna C-04 (0.40x0.60)

	Área (m ²)	Longitud (m)	Área columna (m ²)	Peso (tonf)
Losa aligerada	25.70	-	-	7.71
Tabiquería	1.16	-	-	1.13
Piso terminado	26.01	-	-	2.60
Viga VT01	-	14.27	-	5.14
Peso columna	-	-	0.24	1.58
Sobrecarga	26.01	-	-	2.60
Total	-	-	-	18.16

Nota. Elaboración propia.

El área tributaria de la columna C-04 (0.40x0.60) es de 26.01 m² y el peso calculado en el metrado es de 18.16 tonf. El metrado de las cargas de todo el edificio para la columna C-04 será

de $18.16 \cdot 9 = 163.44$ tonf. Por lo que, si bien el resultado del metrado no es muy próximo al modelo, esto se debe a que no todos los pisos son típicos es por eso que varía el área tributaria en cada nivel que no sea típico y esto hace que las cargas finales se incrementen. Por otro lado, se presentan las combinaciones de carga para la columna C-04 (0.40x0.60) obtenidas del análisis estructural en la Tabla 47:

Tabla 47

Cargas de gravedad y cargas sísmicas de la columna C-04

	P (tonf)	V _x (tonf)	V _y (tonf)	M _x (tonf)	M _y (tonf)
CM	202.27	-0.05	-0.61	-0.68	-0.07
CV	40.14	0.06	-0.22	-0.30	0.09
SXDISEÑO	15.08	2.32	0.43	1.51	8.29
SYDISEÑO	21.06	1.11	0.80	2.79	4.06

Nota. Elaboración propia.

C. Diseño por flexocompresión

Por lo general, se inicia el diseño de una columna estableciendo una cuantía mínima de acero del 1%. Esta cuantía, para ser aceptable puede incrementar hasta el 3% en caso se requiera. A continuación, se halla la cuantía mínima de hacer para la columna C-04 (0.40x0.60)

$$As_{\text{mín}} = 1\% \cdot 40 \cdot 60 = 24 \text{ cm}^2$$

Se escogerán barras de acero de refuerzo de $12\phi 1"$ para la columna. Obteniéndose una cuantía aproximada de 2.55%, la cual está en el rango de $1\% < p < 3\%$.

$$As_{\text{ins}} = 12\phi 1" = 61.2 \text{ cm}^2$$

$$p_{\text{real}} = \frac{61.2}{40 \cdot 60} \cdot 100\% = 2.55 \%$$

Con el fin de realizar un diseño por flexocompresión, se procede a obtener las combinaciones de carga indicadas en las Norma E.060. Para ello se presenta en la Tabla 48, los valores para cada dirección de análisis:

Tabla 48

Combinaciones de cargas de la columna C-04

	P (tonf)	Vx (tonf)	Vy (tonf)	Mx (tonf)	My (tonf)
U1=1.4CM+1.7CV	351.42	-1.46	0.05	0.04	-1.23
U2=1.25(CM+CV) +SXDISEÑO	318.10	0.28	8.32	2.34	-0.61
U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	287.94	-2.73	-8.27	-2.31	-1.47
U4=0.9CM+SXDISEÑO	197.12	0.89	8.23	2.28	-0.12
U5=0.9CM-SXDISEÑO	166.96	-2.12	-8.36	-2.36	-0.98
U2=1.25(CM+CV) +SYDISEÑO	324.08	1.56	4.08	1.12	-0.24
U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	281.96	-4.01	-4.04	-1.09	-1.84
U4=0.9CM+SYDISEÑO	203.10	2.17	3.99	1.06	0.25
U5=0.9CM-SYDISEÑO	160.98	-3.40	-4.12	-1.15	-1.35

Nota. Elaboración propia.

Adicionalmente, se obtienen los diagramas de interacción y se procede a verificar que los puntos de cargas y momentos (Pu, Mu) se encuentren dentro del mismo para cumplir con la exigencia del diseño por resistencia.

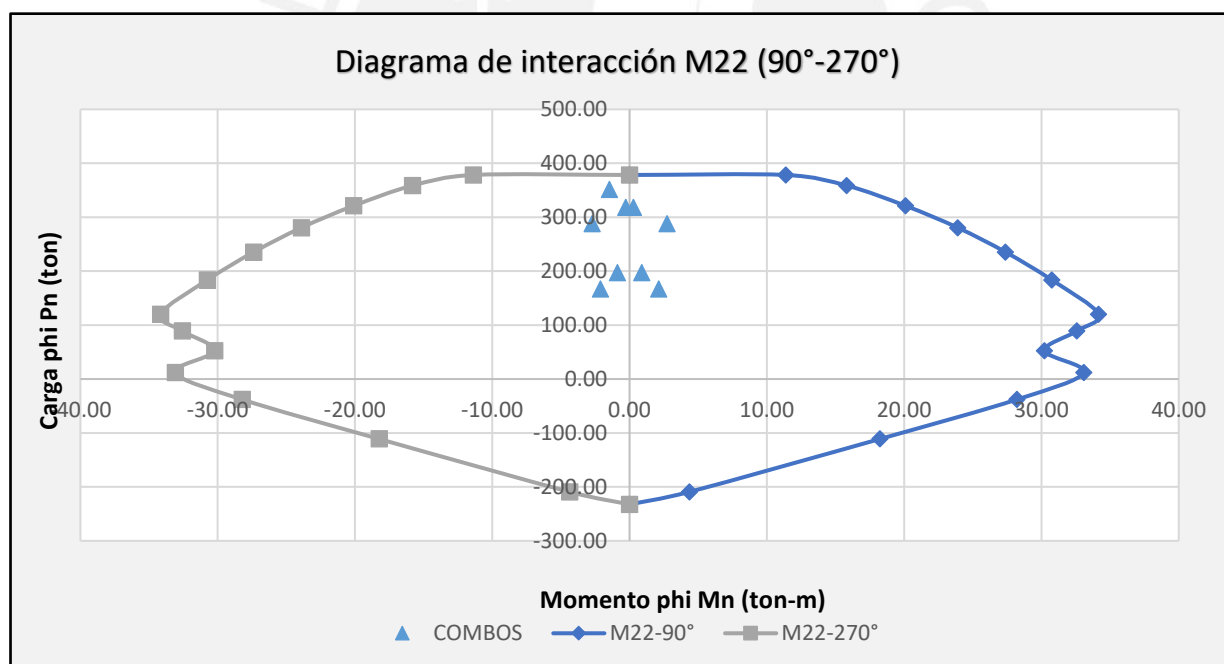


Figura 30. Diagrama de interacción en la dirección X.
Elaboración propia.

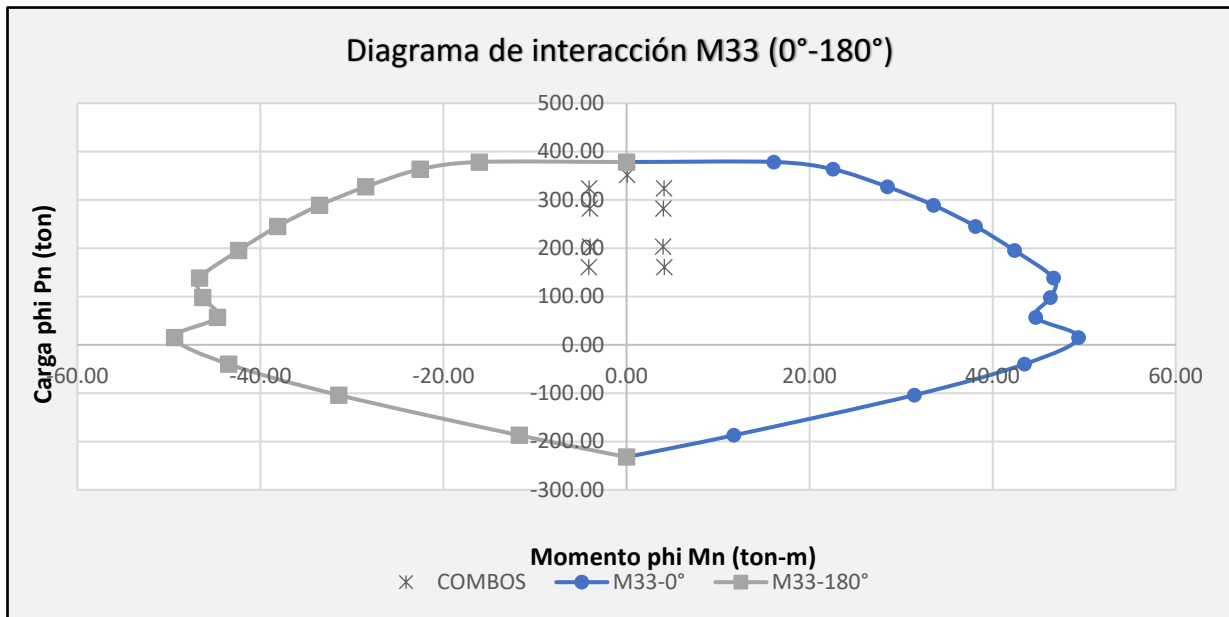


Figura 31. Diagrama de interacción en la dirección Y.
Elaboración propia.

Se cumple el diseño por flexocompresión con la cuantía de acero asignada, asimismo, en los niveles superiores la demanda de cargas disminuye, por lo que es posible reducir el área de acero colocado hasta la cuantía mínima requerida en columnas ($p=1\%$). El acero instalado variará con una transición de más o menos 3 pisos de acuerdo a las cargas demandadas.

- 12 $\phi 1''$ del SS°- 2° Nivel
- 12 $\phi 3/4''$ del 3° Nivel
- 8 $\phi 3/4''$ + 4 $\phi 5/8''$ del 4°- 5° Nivel
- 12 $\phi 5/8''$ del 6°- 8° Nivel

D. Diseño por Corte

Para el diseño por corte se evalúa la cortante última de cada combinación de carga para una dirección determinada sea menor que la resistencia a cortante del concreto. Con ello, se determina el espaciamiento de los estribos:

Tabla 49

Diseño por corte

	P (tonf)	V _x (tonf)	V _y (tonf)	ϕV _c (tonf)	V _{sreq} (tonf)	S _{req} (cm)
U1=1.4CM+1.7CV	351.42	0.04	-1.23	0.04	-33.90	No estribos
U2=1.25(CM+CV) +SXDISEÑO	318.10	2.34	-0.61	2.34	-29.54	No estribos
U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	287.94	-2.31	-1.47	-2.31	-32.54	No estribos
U4=0.9CM+SXDISEÑO	197.12	2.28	-0.12	2.28	-23.64	No estribos
U5=0.9CM-SXDISEÑO	166.96	-2.36	-0.98	-2.36	-25.99	No estribos
U2=1.25(CM+CV) +SYDISEÑO	324.08	1.12	-0.24	1.12	-31.27	No estribos
U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	281.96	-1.09	-1.84	-1.09	-31.79	No estribos
U4=0.9CM+SYDISEÑO	203.10	1.06	0.25	1.06	-25.37	No estribos
U5=0.9CM-SYDISEÑO	160.98	-1.15	-1.35	-1.15	-25.89	No estribos

Nota. Elaboración propia.

De la Tabla 49, se puede observar que en las dos direcciones de análisis X y Y, la resistencia a corte V_c presenta valores mucho mayores a la resistencia V_u, ($V_u < \phi V_c$). Y se procede a calcular V_s, sin embargo, los valores resultan negativos por lo que no se obtienen valores para S_{req} y se considera que no se requieren estribos. No obstante, la Norma E.060, indica una serie de criterios simplificados para hallar el cálculo de espaciamiento en la zona de confinamiento.

Para todas las columnas del semisótano y de los pisos típicos se tendrá una longitud L_o de 2.15 m y el primer nivel tendrá una longitud L_o de 2.40 m.

- La zona de confinamiento debe ser al menos el mayor de:

- $L_n/6 = 215/6 = 35.83$ cm; $240/6 = 40$ cm
- Mayor dimensión = 100 cm, Mayor dimensión = 50 cm
- 50 cm

Por tanto, la longitud de confinamiento no deberá de ser menor a 100 cm, 80 cm y 60 cm, respectivamente conforme a las dimensiones de cada columna.

-El espaciamiento en la zona de confinamiento será el menor entre:

- $8db = 8 \times 2.54 = 20.32$ cm; $8 \times 2 = 16$ cm

- Menor dimensión/2 = 25/2= 12.5 cm; 40/2=20 cm
- 10 cm

Se escoge el menor, por lo tanto, en la zona de confinamiento se tendrán estribos separados cada 10 cm para todas las columnas.

- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento será el menor entre:

- $12db=12*2.54=30.48$ cm; $12x2=24$ cm
- $48 db= 48*0.95=45.6$ cm
- Menor dimensión= 25 cm; Menor dimensión=40 cm
- 30 cm

El espaciamiento escogido será de 25 cm para todas las columnas.

- En el nudo se considera un espaciamiento no mayor a 15 cm.

Finalmente, se determina que se dotará de estribos de $\varnothing 3/8$ " de diámetro a la columna C-04 y que la distribución será de 7@.10, Resto@0.25.

E. Diseño por capacidad

Se necesita de realizar el diseño por capacidad, para asegurarse que la columna C-04 falle por flexión antes que por cortante. Para las combinaciones de la norma, se tiene que calcular el momento nominal mayor que resulta de cierta carga P_u . Por lo que, del diagrama de interacción se obtiene un valor de momento nominal de $45/0.7 = 65$ tonf.m.

$$V_u = (65 + 65) / 2.15 = 61 \text{ tonf}$$

Asimismo, se calcula las cortantes para las combinaciones de carga, amplificando las cargas sísmicas en 2.5:

Tabla 50

Diseño por capacidad de la columna C-04

	P (tonf)	Vx (tonf)	Vy (tonf)	ϕV_c (tonf)	Vsreq (tonf)	Sreq (cm)
U1=1.4CM+1.7CV	351.42	0.04	-1.23	0.04	-32.49	No estribos
U2=1.25(CM+CV) +2.5SXDISEÑO	318.10	2.34	-0.61	2.34	-25.45	No estribos
U3=1.25(CM+CV)-2.5SXDISEÑO	287.94	-2.31	-1.47	-2.31	-24.00	No estribos
U4=0.9CM+2.5SXDISEÑO	197.12	2.28	-0.12	2.28	-19.54	No estribos
U5=0.9CM-2.5SXDISEÑO	166.96	-2.36	-0.98	-2.36	-17.96	No estribos
U2=1.25(CM+CV) +2.5SYDISEÑO	324.08	1.12	-0.24	1.12	-29.32	No estribos
U3=1.25(CM+CV)-2.5SYDISEÑO	281.96	-1.09	-1.84	-1.09	-26.94	No estribos
U4=0.9CM+2.5SYDISEÑO	203.10	1.06	0.25	1.06	-23.41	No estribos
U5=0.9CM-2.5SYDISEÑO	160.98	-1.15	-1.35	-1.15	-21.24	No estribos

Nota. Elaboración propia.

Como se observa en los resultados de la Tabla 50, que del diseño por capacidad tampoco se requieren estribos. Y se determinad que la distribución de los estribos resulta como lo determinado en el diseño por corte:

$$2 \text{ estribos} + 1 \text{ gancho } \phi 3/8": 7@0.10; \text{ Resto}@0.25$$

F. Diseño final

A continuación, se presenta el diseño final para la columna C-04(0.40x0.60m) que se encuentra entre el Eje 2-3 del semisótano:

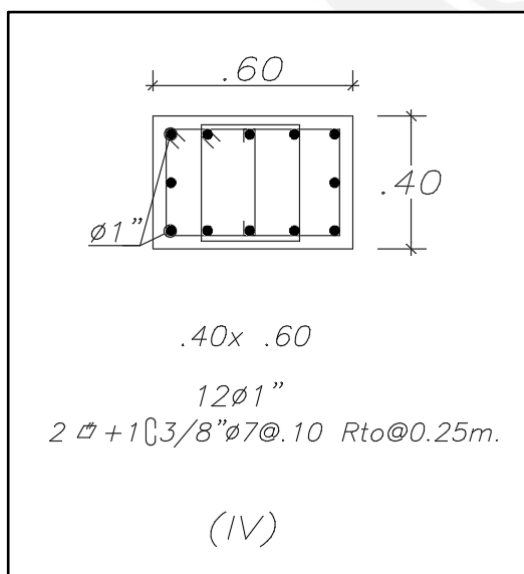


Figura 32. Diseño final de la columna.
Elaboración propia.

Capítulo 7

Diseño de Placas

Las placas o muros de corte son los elementos que reciben las cargas verticales, y resisten la mayor parte de la fuerza cortante basal en el edificio. Asimismo, mejora la rigidez, y regula los desplazamientos laterales en el edificio frente a las fuerzas sísmicas.

7.1. Análisis estructural

Según la Norma E.060 las combinaciones de carga para el cálculo estructural son las siguientes:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm S$$

7.2. Diseño por flexocompresión

Este diseño se realiza principalmente a columnas y placas de modo que se harán uso de diagramas de interacciones para verificar que el elemento cumple con este diseño, ya que se buscará que su respectiva carga (P_n) y momento flector (M_n) satisfagan dicho requerimiento, de modo que deben de encontrarse al interior del diagrama.

7.3. Diseño por corte

La Norma E.060 Concreto Armado, brinda expresiones para estimar el diseño por cortante en muros. Por lo que, a partir de la carga axial se estima el aporte del concreto mediante lo siguiente:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * d * t \quad \text{si} \quad \frac{P_u}{A_g} \geq 0.1f'_c$$

$$V_c = 0 \quad \text{si} \quad \frac{P_u}{A_g} \leq 0.1f'_c$$

Por otro lado, el Artículo 11 de la norma E.060, nos indica una serie de consideraciones que se debe de tener para muros ante esfuerzos por cortante.

$$V_c \leq \alpha \sqrt{f'_c} * A_c w$$

Donde d es el peralte efectivo y t es el espesor de la placa. Asimismo, para el valor de α se considera

- $\alpha=0.80$ para $h_m/l_m \leq 1.5$ (placas robustas)
- $\alpha=0.53$ para $h_m/l_m \geq 2.0$ (placas esbeltas)

Por otro lado, con la cortante ultima se puede obtener el aporte del acero a corte y el espaciamiento máximo.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

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

Se procede a obtener la cuantía horizontal mínima requerida según la siguiente expresión:

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_v * t * d}, \rho_{h\text{mín}} = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{H}{L}\right) (\rho_h - 0.0025), \rho_{v\text{mín}} = 0.0025$$

La cuantía de refuerzo horizontal y vertical para cortante no debe ser menor a $p=0.25\%$ y el espaciamiento no debe de exceder tres veces el espesor del muro, ni 40 cm.

El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que la cuantía exceda de $p=1\%$.

7.4. Ejemplo de diseño

A. Ubicación del elemento en el piso típico

Se presentará el diseño de la placa PL-02, de forma de L, la cual se ubica en el eje 1 entre los ejes A-B.

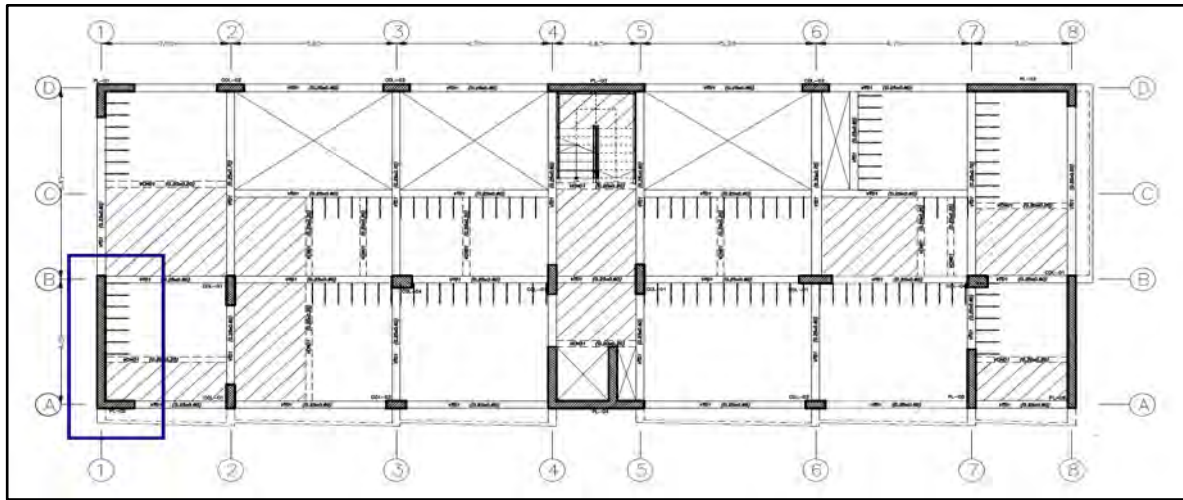


Figura 33. Ubicación de la placa a diseñar.
Elaboración propia.

Se muestran las cargas de diseño y combinaciones de estas cargas en la placa para el semisótano para las placas PL2

Tabla 51
Cargas de placa PL2

Nivel	Tipo de Carga	P tonf	Vx tonf	Vy tonf	T tonf-m	Mx tonf-m	My tonf-m
SEMISOTANO	CM	-194.18	0.73	0.68	-1.22	18.42	200.87
SEMISOTANO	CV	-25.29	0.20	0.08	-0.15	2.69	30.11
SEMISOTANO	SXDISEÑO	81.73	60.17	20.54	38.32	113.19	660.83
SEMISOTANO	SYDISEÑO	71.40	119.74	12.67	30.93	115.04	1324.22

Nota. Elaboración propia

Tabla 52
Combinaciones de diseño PL2

Dirección del sismo	Combinación	P tonf	Mx tonf-m	My tonf-m	Vx tonf	Vy tonf
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	314.86	30.36	332.42	1.37	1.09
	U2=1.25(CM+CV) +SXDISEÑO	356.08	139.58	949.57	61.33	21.49
	U3=1.25(CM+CV)-SXDISEÑO	192.62	-86.80	-372.10	-59.00	-19.59
	U4=0.9CM+SXDISEÑO	256.49	129.76	841.62	60.83	21.15
	U5=0.9CM-SXDISEÑO	93.04	-96.61	-480.05	-59.51	-19.93
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV) +SYDISEÑO	345.75	141.43	1612.96	120.90	13.62
	U3=1.25(CM+CV)-SYDISEÑO	202.94	-88.66	-1035.49	-118.57	-11.72
	U4=0.9CM+SYDISEÑO	246.17	131.62	1505.01	120.40	13.28
	U5=0.9CM-SYDISEÑO	103.36	-98.47	-1143.43	-119.08	-12.06

Nota. Elaboración propia

B. Diseño por flexocompresión de la placa PL2

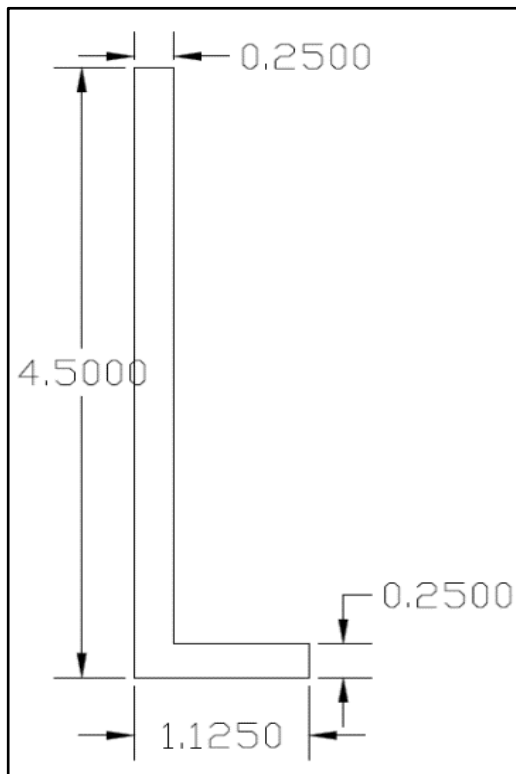


Figura 34. Dimensiones de placa PL2.
Elaboración propia.

Se consideraron núcleos de 25x60 cm para la dirección horizontal y 25x70 cm para la dirección vertical. Se consideró una cuantía inicial de 1.5% para el acero longitudinal que debe haber en los núcleos.

$$As1 = 1.5 \% * 25 * 60 = 22.50$$

$$As2 = 1.5 \% * 25 * 70 = 26.25$$

Sin embargo, este valor cambio debido a los μ_u , μ_v estén dentro del diagrama de interacción.

$$Asins1 = 10\emptyset1" = 51 \text{ cm}^2$$

$$Asins2 = 10\emptyset1" = 51 \text{ cm}^2$$

A continuación, se muestran los diagramas de interacción:

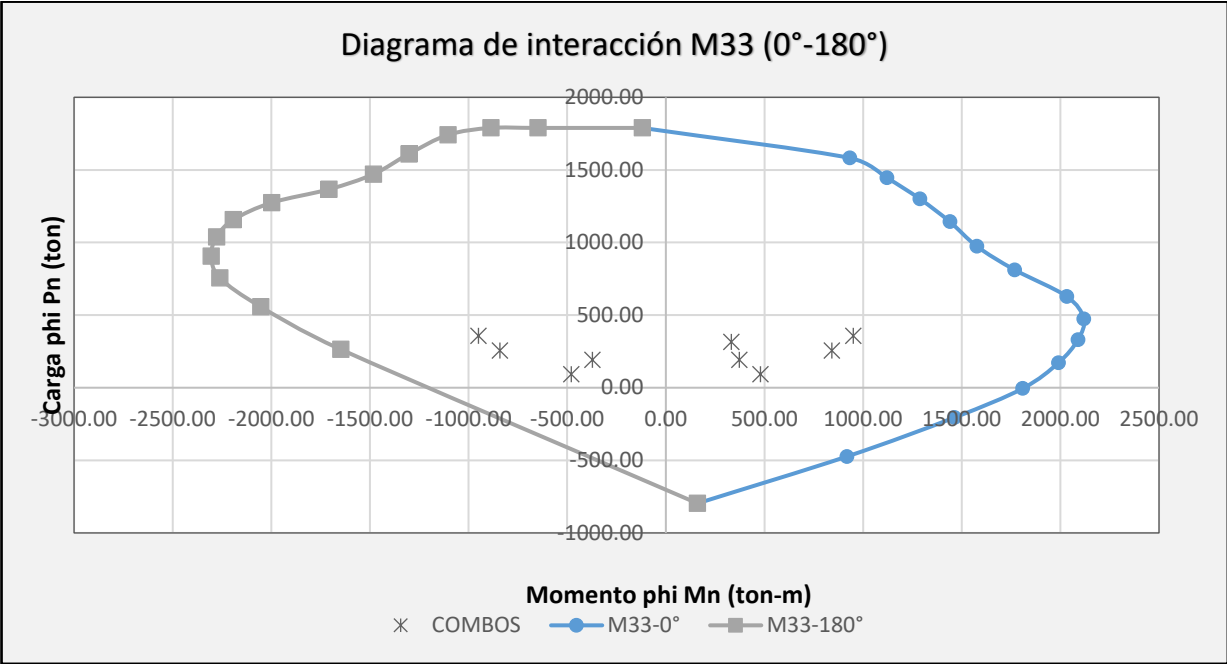


Figura 35. Diagrama de interacción en la dirección XX de la placa PL2. Elaboración propia.

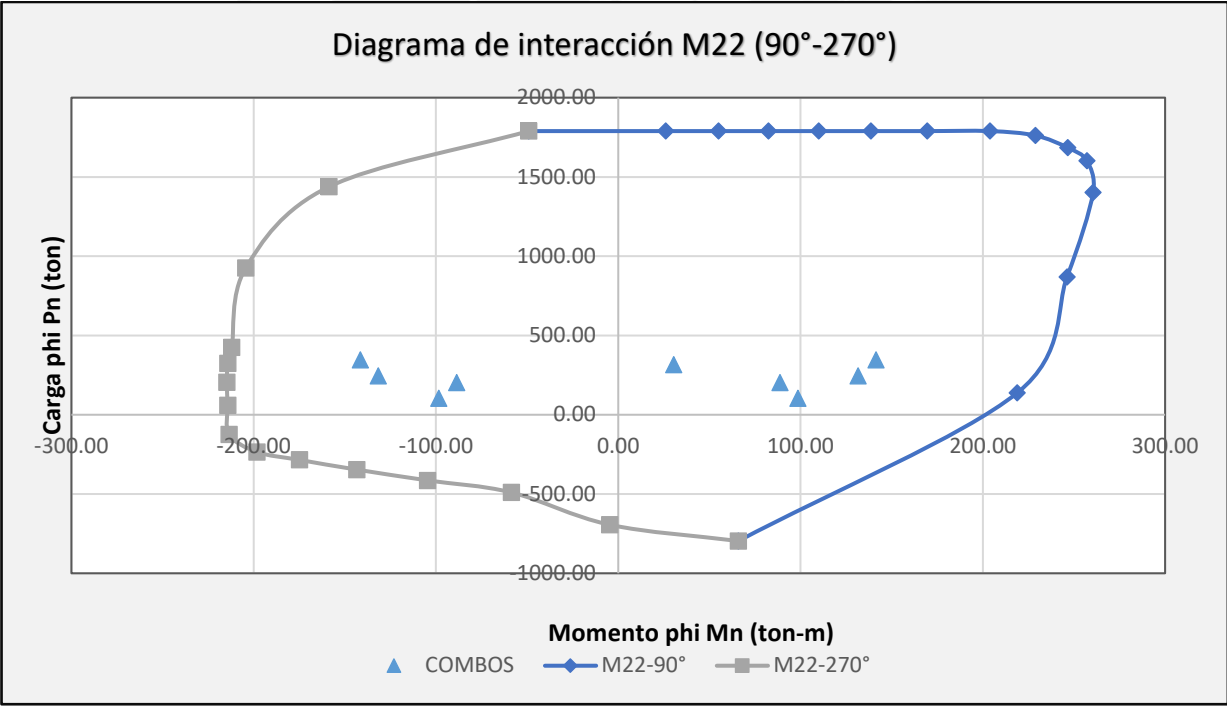


Figura 36. Diagrama de interacción en la dirección YY de la placa PL2. Elaboración propia.

C. Diseño por corte de la Placa L

Se halla el valor de α de acuerdo a la altura y al largo del muro:

$$\frac{hm}{lm} = \frac{27}{4.5} = 6 \geq 2$$

Es mayor a 2 por lo que $\alpha=0.53$

$$\phi V_c = 0.85 * (\alpha * A_c * \sqrt{f'_c})$$

$$\phi V_c = 0.85 * (0.53 * 25 * 450 * 0.8 * \sqrt{210})$$

$$\phi V_c = 58.76 \text{ tonf}$$

$$V_c = 69.13 \text{ tonf}$$

Asimismo, se toma la combinación U2, teniendo en cuenta la dirección del sismo en YY, lo cual nos da la cortante más crítica.

$$V_u = 120.9 \text{ tonf}$$

Con el aporte del concreto y la cortante ultima se calcula el aporte de acero

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{120.9}{0.85} - 69.13$$

$$V_s = 73.11 \text{ tonf}$$

$$V_{nmax} = 2.6 * 25 * 450 * \sqrt{210}$$

$$V_{nmax} = 423.87 \text{ tonf}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 69.13 + 73.11 = 142.42 \text{ tonf}$$

Se determinará el espaciamiento requerido para el acero longitudinal asignando varillas de 3/8" por capa.

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

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 450 * 0.8}{73.11 * 1000} = 29.37$$

Asimismo, no debe exceder al mayor de todos estos valores.

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro (5/8")

$$s = 8 * 0.71 = 5.68 \text{ cm}$$

- La menor dimensión de la sección transversal(25cm)

$$s = 25 \text{ cm}$$

Por lo que se asume un espaciamiento de 15 cm.

También se halla la cuantía horizontal

$$p_h = \frac{V_s}{F_y * t * d}$$

$$p_h = \frac{73.11}{4200 * 25 * 5.375} = 0.00013$$

Se usará la cuantía mínima

$$p_h = 0.0025(\text{mínimo})$$

Se calcula la cuantía vertical

$$p_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{27}{5.375} \right) * (0.0025 - 0.0025)$$

$$p_v = 0.0025$$

Se asume espaciamiento de 0.15 cm.

D. Diseño final

A continuación, se presenta el diseño final para la placa L (PL2).

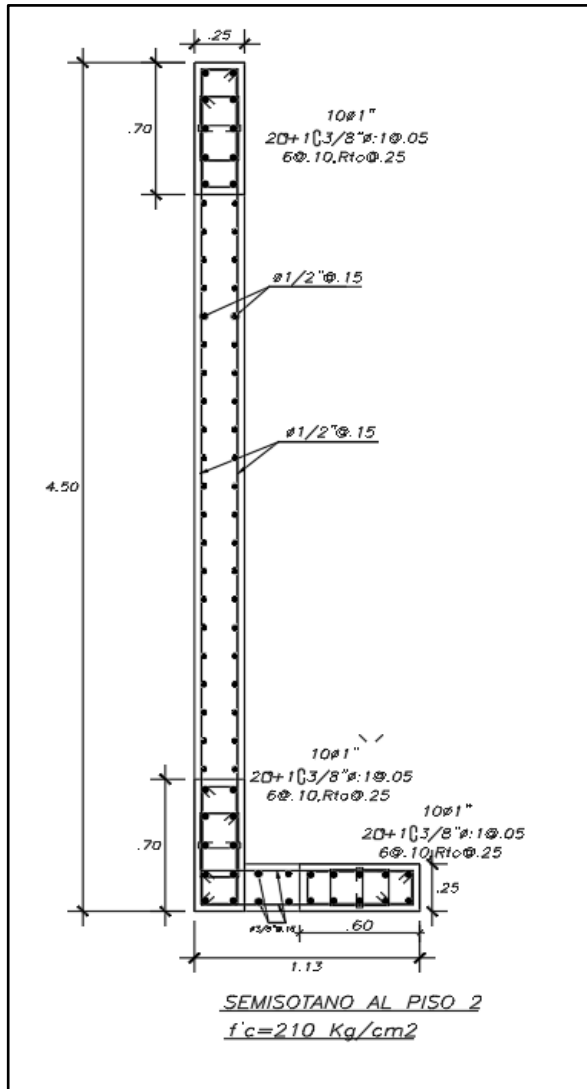


Figura 37. Diseño final de la placa.
Elaboración propia.



Capítulo 8

Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones de la estructura transmiten las cargas de los elementos verticales hacia el terreno. El diseño de las cimentaciones se hará siguiendo el lineamiento de la norma E.060 Concreto Armado. En el presente diseño se considerará zapatas aisladas y zapatas combinadas.

8.1. Características del suelo

El estudio de mecánica de suelos brinda el esfuerzo admisible, asentamiento diferencial máximo y nivel mínimo de las cimentaciones. Los valores que dio el estudio de mecánica de suelos son:

- Estrato conformado por arcilla ligera de baja plasticidad con arena.
- Profundidad de cimentación recomendada 2.7 m
- Factor de seguridad 3
- Capacidad portante del suelo $\sigma_{adm}=2.7 \text{ kg/cm}^2$
- Asentamiento diferencial máximo 2.54 cm

8.2. Diseño de zapata aislada

Las zapatas aisladas son el tipo de cimentación más empleada. En el diseño se trabajará con las cargas y momentos que reciben de los elementos verticales, se hallará el esfuerzo que ejerce sobre el suelo, se verificará que este sea menor a la capacidad portante del suelo y finalmente se verificará que cumpla con la verificación por corte y punzonamiento.

8.2.1. Análisis estructural

Las cargas y momentos actuantes en la base del edificio se obtienen a partir del análisis estructural de la edificación. Para el diseño, para el cálculo del esfuerzo que ejerce la zapata sobre el suelo se usarán las cargas en servicio debido a que este depende del factor de seguridad que se obtiene del estudio de suelo. Luego, se compara el esfuerzo máximo con la capacidad cortante del suelo, en caso que no cumpla se aumentará las dimensiones de la zapata. Finalmente,

con las dimensiones de la zapata, se verificará que cumpla por corte y punzonamiento, en caso no cumpla se aumentará el peralte de la zapata.

8.2.2. Dimensionamiento por presión admisible

Según el Artículo 15 de la Norma E.060 Concreto Armado el área de la base de la zapata se debe determinar en función a fuerzas y momentos en servicio transmitidos al suelo a través de la zapata.

Asimismo, según la Norma E.060 “Se debe considerar un incremento del 30 % en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de carga en los que intervengas cargas temporales, tales como sismo o viento”. Además, las acciones sísmicas podrán reducirse al 80 % de los valores provenientes del análisis.

Por lo que el área requerida se calcularía de la siguiente manera

$$\text{Área requerida} = \frac{1.1 * \text{Carga de servicio} + \text{Carga de sismo}}{1.3\sigma_{adm}}$$

8.2.3. Verificación de esfuerzos

Tras predimensionar la zapata por presión admisible, deberá verificarse que el esfuerzo máximo este por debajo de la presión admisible del suelo. Para esto se analizarán esfuerzo por cargas de gravedad y esfuerzo por cargas de gravedad y sismo.

Siendo los esfuerzos por cargas de gravedad:

$$\sigma_x = \frac{Pd + Pl}{A} \pm \frac{(+M_{yy}) * L_x * 0.5}{I_{yy}} \pm \frac{(M_{xx}) * L_y * 0.5}{I_{xx}}$$

Donde:

Pd = Cargas vertical carga muerta

Pl = Carga vertical carga viva

A = Area de la zapata

M_{yy} = Momento en el eje y

M_{xx} = Momento en el eje x

L_x = Longitud de la zapata en dirección x

L_y = Longitud de la zapata en dirección y

I_{xx}, I_{yy} = Momentos de inercia en los ejes x e y

Siendo los esfuerzos por cargas de gravedad y sismo:

$$\sigma_x(\text{sismo}+) = \frac{Pd + Pl + PSx}{A} \pm \frac{(MD_{yy} + ML_{yy} + MS_{Xyy}) * L_x * 0.5}{I_{yy}}$$

$$\sigma_x(\text{sismo}-) = \frac{Pd + Pl - PSx}{A} \pm \frac{(MD_{yy} + ML_{yy} - MS_{Xyy}) * L_x * 0.5}{I_{yy}}$$

$$\sigma_y(\text{sismo}+) = \frac{Pd + Pl + PSy}{A} \pm \frac{(MD_{xx} + ML_{xx} + MS_{Yxx}) * L_y * 0.5}{I_{xx}}$$

$$\sigma_y(\text{sismo}-) = \frac{Pd + Pl - PSy}{A} \pm \frac{(MD_{xx} + ML_{xx} - MS_{Yxx}) * L_y * 0.5}{I_{xx}}$$

Donde:

PS_x, PS_y = Cargas verticales debido al sismo

MS_{Yxx}, MS_{Xyy} = Momentos debido al sismo

8.2.4. Verificación de corte por flexión

Debido a que la zapata no lleva estribos, se verificará que el concreto soporte los esfuerzos de corte. Para dicho diseño se asumirá un peralte de zapata, en caso el peralte no cumpla, se aumentará.

Con la finalidad de verificar que el concreto soporte dichos esfuerzos, se comparará que la cortante de diseño sea mayor a la cortante requerida por corte.

$$V_u < \phi V_c$$

Para calcular la resistencia a la cortante de diseño se usará la formula del Artículo 11 de la Norma E.060 Concreto Armado, la cual es:

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

Siendo

$b_w =$ Ancho de la sección analizada

$d =$ Peralte efectivo de la cimentación

Para calcular la cortante requerida por corte se hallará la sección crítica, y con el área efectiva y el esfuerzo último se calculará dicha cortante.

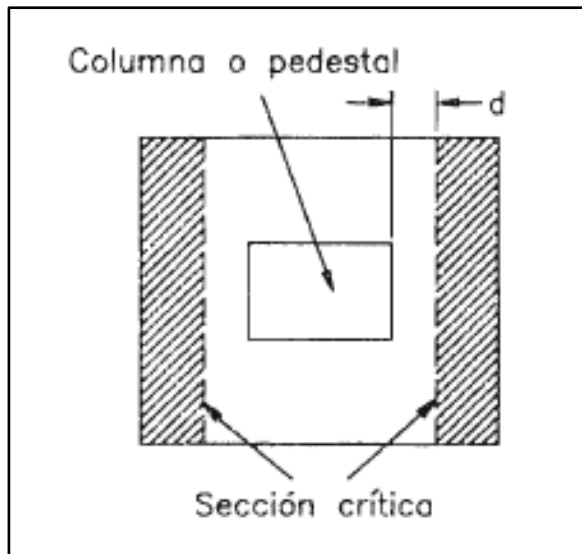


Figura 38. Sección crítica para el diseño por corte por flexión. Tomado de Diseño de estructuras de concreto, Harmsen, 2002.

Con el área efectiva y el esfuerzo último se halla la cortante por flexión presente en la zapata.

$$V_u = \sigma_u * b * (x - d)$$

8.2.5. Verificación del corte por punzonamiento

Para calcular la resistencia a la cortante de diseño se usarán las fórmulas del Artículo 11 de la Norma E.060 Concreto Armado, para lo cual V_c será el menor valor entre las 3.

$$\phi V_{c1} = \phi * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c2} = \phi * 0.27 * \left(\frac{\alpha * d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\phi V_{c3} = \phi * 1.06 \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Donde:

b_o = Perímetro de la sección crítica

$$b_o = 2 * (b + l + 2d)$$

β = Cociente obtenido tras dividir el lado mayor entre el lado menor del elemento vertical que soporta la zapata

α = Parámetro que relaciona la resistencia con el número de lados resistentes

$$\alpha = 40; \text{ si es una columna interior}$$

$$\alpha = 30; \text{ si es una columna lateral}$$

$$\alpha = 20; \text{ si es una columna esquinera}$$

Para calcular la cortante requerida por corte se hallará la sección crítica, y con el área y el esfuerzo último se calculará dicha cortante.

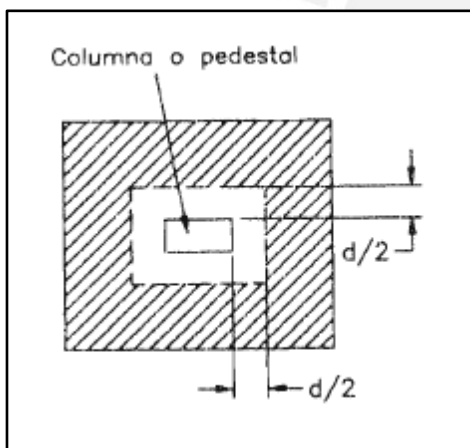


Figura 39. Sección crítica para el diseño por corte por punzonamiento. Tomado de Diseño de estructuras de concreto, Harmsen, 2002.

Con el área efectiva y el esfuerzo último se halla la cortante por punzonamiento presente en la zapata.

$$A_o = (b + d) * (l + d)$$

$$V_u = \sigma_u * (A_z - A_o)$$

Donde:

σ_u = Esfuerzo ultimo

A_z = Area de la zapata

A_o = Area de la sección crítica

8.2.6. Diseño por flexión

Según Harmsen *“la cimentación funciona como una losa sometida a flexión en dos direcciones”*.

Por lo que el diseño se hará tomando la flexión como si fuera voladizo analizando cada dirección independientemente. Por lo que se obtendrá los momentos y de acuerdo a estos se hallará el área de acero para ambas direcciones.

Dirección X-X (paralela a “B”)

$$Mu = \sigma_u * x^2 * \frac{L}{2}$$

Dirección Y-Y (paralela a “L”)

$$Mu = \sigma_u * x^2 * \frac{B}{2}$$

Conociendo los valores de las resistencias requeridas por flexión se puede calcular el parámetro “Ku”, el cual se relaciona a la cuantía “ρ” requerida, según las tablas de diseño.

8.3. Diseño de zapata combinada

En el diseño se trabajará con las cargas y momentos que reciben de dos o más elementos verticales, se hallará el esfuerzo que ejerce sobre el suelo, se verificará que este sea menor a la capacidad portante del suelo y finalmente se verificará que cumpla con la verificación por corte y punzonamiento. El procedimiento de diseño es similar al de la zapata aislada.

8.4. Diseño de vigas de cimentación

Para el diseño de vigas de cimentación, se hará siguiendo los procedimientos del capítulo 5 “Diseño de vigas” del presente documento. Para esto se hará el diseño por flexión.

8.5. Ejemplo de diseño zapata aislada y combinada

A lo largo del presente capítulo, presentará el diseño y análisis de la zapata aislada correspondiente a la columna ubicada entre los ejes B-3 y la zapata combinada correspondiente

a la placa ubicada entre en el eje 1 entre los ejes A-B y las columnas ubicas entre los ejes A-2 y B-2. A continuación se presenta la imagen de la ubicación de dichos elementos.

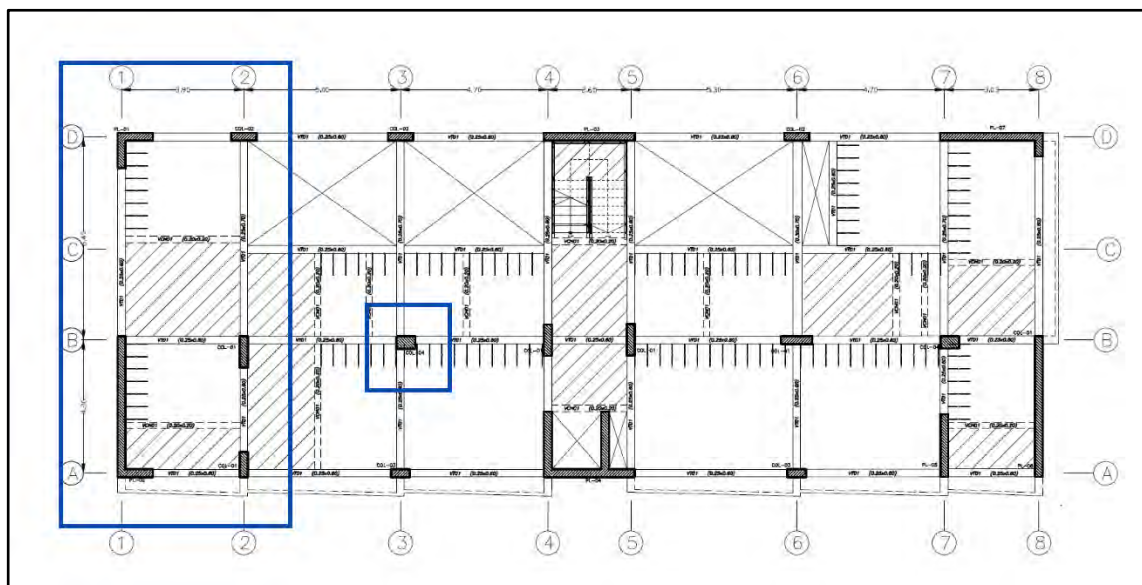


Figura 40. Ubicación de las zapatas a diseñar.
Elaboración propia.

8.5.1. Zapata Aislada

A. Dimensionamiento de la zapata y verificación de esfuerzo

Asimismo, las cargas fueron obtenidas a través del análisis realizado en el programa ETABS, a partir de las cuales se realizaron las respectivas verificaciones. A continuación, se presentan las tablas con lo indicado:

Tabla 53
Cargas de zapata 3

Nivel	Tipo de Carga	P tonf	Vx tonf	Vy tonf	T tonf-m	Mx tonf-m	My tonf-m
SEMISOTANO	CM	-177.17	0.59	-3.54	0.02	-4.75	0.44
SEMISOTANO	CV	-33.68	0.23	-1.01	0.00	-1.50	0.37
SEMISOTANO	SXDISEÑO	13.99	7.61	1.67	0.12	2.89	12.92
SEMISOTANO	SYDISEÑO	21.13	3.89	3.32	0.30	5.74	6.67

Nota. Elaboración propia

Con las cargas actuantes, se procedió a iterar los valores con el fin que la dimensión final de la zapata cumpla con el esfuerzo admisible del suelo por lo que se obtuvieron las características de la zapata, tal y como se muestra en la Tabla 54:

Tabla 54
Características de la zapata

Longitud X	Longitud Y	Atotal	Peralte	Peso de la Zapata	Peso del suelo	Ixx	Iyy
m	m	m ²	m	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
3.50	3.30	11.55	0.80	19.40	18.32	10.48	11.79

Nota. Elaboración propia

Con las dimensiones de la zapata, se procedió a verificar que estas no superen el esfuerzo admisible en los casos de servicio y de fuerzas sísmicas. Se calcularon los 4 casos de esfuerzo, y de estos se escogió el esfuerzo mayor para poder compararlo con el admisible.

Para el caso de cargas por gravedad:

$$\sigma_1 = \frac{177.17 + 33.68 + 19.40 + 18.32}{11.55} + \frac{0.37 * 0.5 * 3.5}{11.79} + \frac{-1.50 * 0.5 * 3.3}{10.48} = 21.10 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{adm_{sismo}} = \sigma_{adm_{servicio}} * 1.3 = 27 * 1.3 = 35.10 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Tabla 55
Esfuerzos en la zapata

CASO	σ_1 tonf/m ³	σ_2 tonf/m ²	σ_3 tonf/m ¹	σ_4 tonf/m ⁰	σ mayor tonf/m ¹	σ adm tonf/m ²	cumple
Servicio	20.90	22.87	20.66	22.63	22.87	27.00	SI
SX+	21.83	23.07	18.52	19.76	23.07	35.10	SI
SX-	19.97	22.67	22.80	25.49	25.49	35.10	SI
SY+	20.95	21.47	19.12	19.65	21.47	35.10	SI
SY-	22.29	22.81	23.64	24.16	24.16	35.10	SI

Nota. Elaboración propia

De la Tabla 55, se pudo verificar que, en todos los casos, tanto cargas de servicio como cargas sísmicas que el esfuerzo admisible es mayor a los esfuerzos presentes en la zapata por lo cual el dimensionamiento cumple por esfuerzos admisibles.

B. Verificación del corte por flexión

Para verificar el corte por flexión se halla la resistencia a la corte por diseño

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 3.30 * 0.7 * 10 = 177.43 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 150.81 \text{ ton}$$

Resistencia a la cortante requerida se trabajará con el esfuerzo máximo que la zapata ejerce sobre el suelo, el cual será sacado de la combinación de cargas.

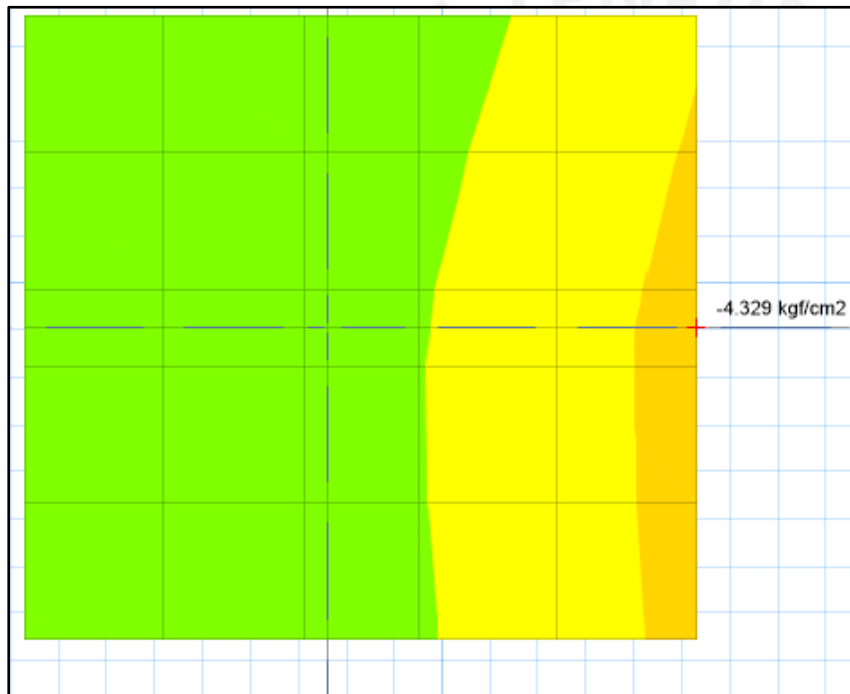


Figura 41. Esfuerzo último de la zapata aislada.

Elaboración propia.

Con el esfuerzo último se obtiene la cortante por diseño

$$V_u = 4.33 * 3.30 * \left(\frac{3.30 - 0.4 - 2 * 0.7}{2} \right) = 107.17 \text{ ton}$$

Se puede verificar que la cortante por diseño es mayor a la cortante requerida por lo que cumple con el corte por flexión.

C. Verificación del corte por punzonamiento

Para verificar el corte por flexión se halla la resistencia a la corte por punzonamiento por las 3 formulas y se elige la menor.

$$b_o = 2 * (0.6 + 0.4 + 2 * 0.7) = 4.8m$$

$$\beta = \frac{3.5}{3.3} = 1.06$$

$$\phi V_{c1} = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{1.06}\right) \sqrt{210} * 4.8 * 0.7 = 632.99 \text{ ton}$$

$\alpha = 40$ debido a que es una columna interior

$$\phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{40 * 0.7}{4.8} + 2\right) \sqrt{210} * 4.8 * 0.7 = 875.34 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 4.8 * 0.7 = 438.71 \text{ ton}$$

Resistencia a la cortante requerida se trabajará con el esfuerzo máximo que la zapata ejerce sobre el suelo, el cual será sacado de la combinación de cargas.

$$A_o = (0.6 + 0.7) * (0.4 + 0.7) = 1.43m^2$$

$$V_u = 43.3 * (11.55 - 1.43) = 438.20 \text{ ton}$$

Se puede verificar que la cortante por diseño es mayor a la cortante requerida por lo que cumple con el corte por punzonamiento.

D. Diseño por flexión

Con el esfuerzo máximo se procedió a hallar los momentos para finalmente hallar

Dirección X-X (paralela a "B")

$$M_{ux} = 4.329 * 1.45^2 * \frac{3.5}{2} = 159.32 \text{ ton.m}$$

$$K_u = \frac{159.32}{0.7^2 * 3.5} = 9.29 \text{ ton.m}$$

$$p_o = 0.26\%$$

$$A_s = 0.26\% * 70 * 350 = 63.7$$

Dirección Y-Y (paralela a “L”)

$$M_{uy} = 4.329 * 1.45^2 * \frac{3.3}{2} = 150.21 \text{ ton.m}$$

$$K_u = \frac{150.21}{0.7^2 * 3.3} = 9.29 \text{ ton.m}$$

$$p_o = 0.26\%$$

$$A_s = 0.26\% * 70 * 330 = 60.1$$

E. Diseño Final

Con el área de acero en ambas direcciones se procede a hacer la distribución de acero con barras de 1”.

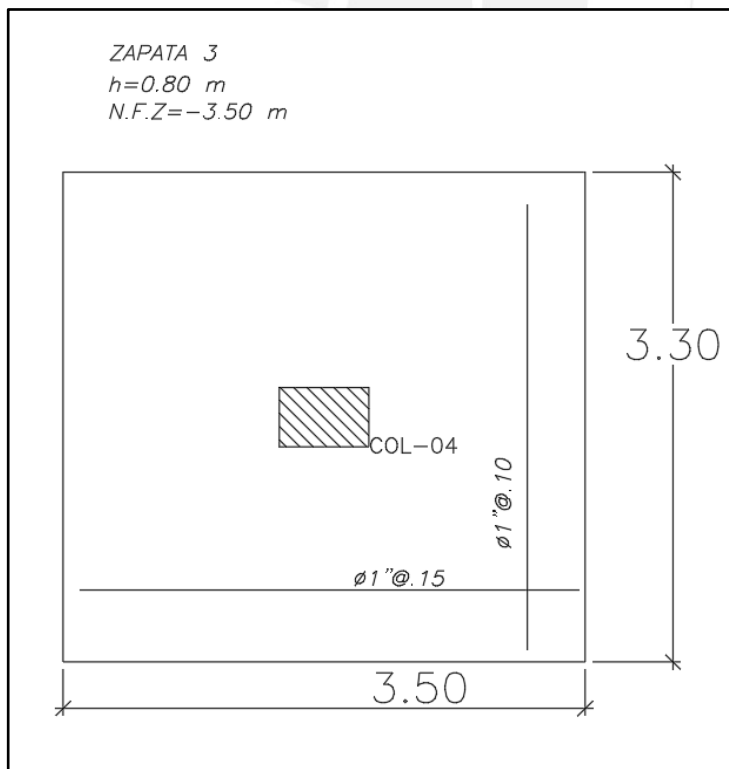


Figura 42. Diseño final de zapata aislada.
 Elaboración propia.

8.5.2. Zapata Combinada

A. Dimensionamiento de zapata y verificación por esfuerzo

Para el caso de la zapata combinada el procedimiento es similar al de la zapata aislada. Dicha zapata soportará las cargas de las placas correspondientes al eje 1 y las columnas correspondientes al eje 2.

Las cargas fueron obtenidas a través del análisis realizado en el programa ETABS, a partir de las cuales se realizaron las respectivas verificaciones. Se obtuvo las dimensiones de 5.25m en el eje x y 11.4 en el eje y. Para ver el esfuerzo de dicha zapata se usó el programa SAFE y se obtuvo el esfuerzo que la cimentación ejerce con cargas de servicio. Obteniendo una presión de 2.583 kg/cm² que es menor a la capacidad portante del suelo cumpliendo con el esfuerzo admisible.

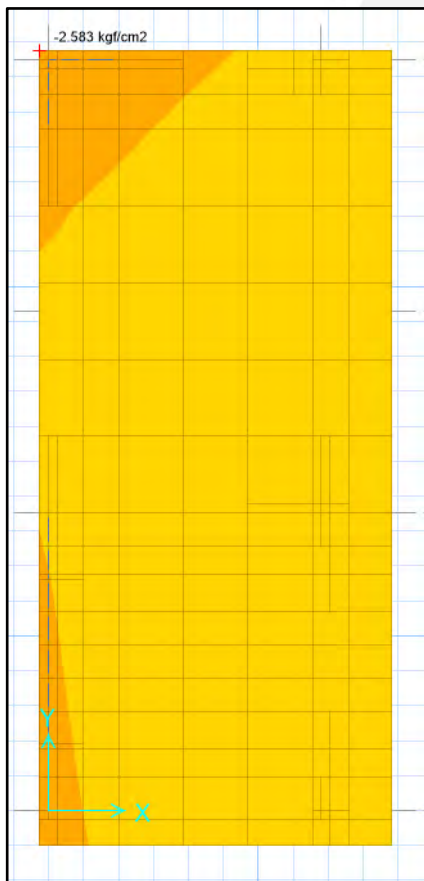


Figura 43. Esfuerzo debido a cargas de servicio de la zapata combinada. Elaboración propia.

B. Verificación del corte por flexión

Para verificar el corte por flexión se halla la resistencia a la corte por diseño

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 5.25 * 1.25 * 10 = 394.15 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 335.03 \text{ ton}$$

Resistencia a la cortante requerida se trabajará con el esfuerzo máximo que la zapata ejerce sobre el suelo, el cual será sacado de la combinación de cargas.

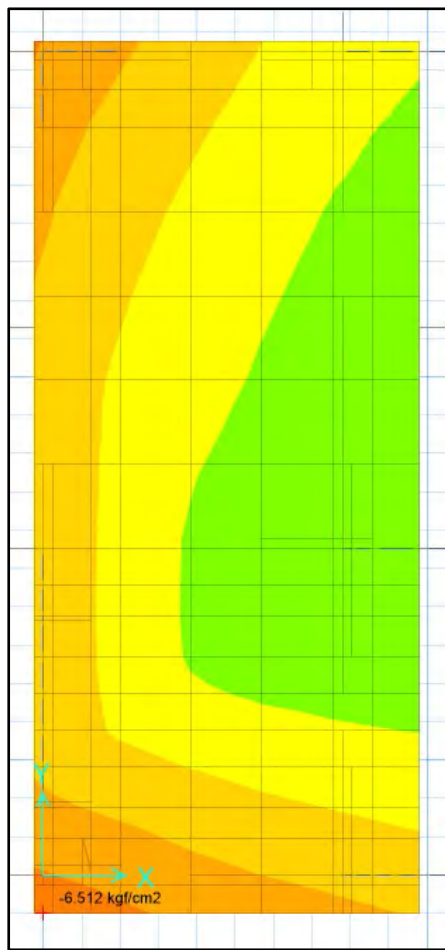


Figura 44. Esfuerzo último de la zapata combinada.
Elaboración propia.

Con el esfuerzo último se halla la cortante de diseño.

$$V_u = 6.52 * 3.30 * \left(\frac{0.6}{2}\right) = 222.98 \text{ ton}$$

Se puede verificar que la cortante por diseño es mayor a la cortante requerida por lo que cumple con el corte por flexión.

C. Verificación del corte por punzonamiento

Para verificar el corte por flexión se halla la resistencia a la corte por punzonamiento por las 3 formulas y se elige la menor.

$$bo1 = 2 * (1 + 1 + 2 * 1.15) = 8.6m$$

$$bo2 = 2 * (4.3 + 1 + 2 * 1.15) = 15.2m$$

$$bo3 = 2 * (1 + 0.25 + 2 * 1.15) = 7.1m$$

$$bo4 = 2 * (1 + 0.25 + 2 * 1.15) = 7.1m$$

$$bo5 = 2 * (0.8 + 0.25 + 2 * 1.15) = 6.7m$$

$$bo = bo1 + bo2 + bo3 + bo4 + bo5 = 44.7m$$

$$\beta = \frac{11.4}{5.25} = 2.171$$

$$\phi Vc1 = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{2.171}\right) \sqrt{210} * 44.7 * 1.15 = 6446.87 \text{ ton}$$

$\alpha = 20$ debido a que es una columna interior

$$\phi Vc2 = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{20 * 0.7}{4.8} + 2\right) \sqrt{210} * 44.7 * 1.15 = 4298.89 \text{ ton}$$

$$\phi Vc3 = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 44.7 * 1.15 = 6711.81 \text{ ton}$$

Resistencia a la cortante requerida se trabajará con el esfuerzo máximo que la zapata ejerce sobre el suelo, el cual será calculado de la combinación de cargas.

$$Ao1 = (1 + 1.15) * (1 + 1.15) = 4.62m^2$$

$$Ao2 = (1 + 1.15) * (4.3 + 1.15) = 11.72m^2$$

$$Ao3 = (1 + 1.15) * (0.25 + 1.15) = 3.01m^2$$

$$Ao4 = (1 + 1.15) * (0.25 + 1.15) = 3.01m^2$$

$$Ao5 = (0.8 + 1.15) * (0.25 + 1.15) = 2.73m^2$$

$$A_o = A_{o1} + A_{o2} + A_{o3} + A_{o4} + A_{o5} = 25.09m$$

$$V_u = 65.2 * (59.85 - 25.09) = 2266.35 \text{ ton}$$

Se puede verificar que la cortante por diseño es mayor a la cortante requerida por lo que cumple con el corte por punzonamiento.

D. Diseño por flexión

Con el esfuerzo máximo se procedió a hallar los momentos para finalmente hallar la distribución de acero. Para el diseño de la zapata se consideró tanto acero superior como inferior, los momentos fueron extraídos de la envolvente cargas del programa SAFE.

Tabla 56

Cálculo de Acero zapata combinada

Parámetros	As+	As-	As+	As-
	Sup	Inf	Sup	Inf
b(cm)	550	550	1140	1140
d(cm)	115	115	115	115
Mu(kg.cm)	5.11E+07	4.36E+07	6.74E+07	7.87E+07
Ku(kg/cm ²)	7.03	5.99	4.47	5.22
p	0.20%	0.16%	0.12%	0.14%
As(cm ²)	126.5	101.2	157.32	183.54
Barra	1"	1"	1"	1"
Espaciamiento(cm)	20	15	17.5	12.5

Nota: Elaboración propia

E. Diseño final

Finalmente, con el acero superior y el acero inferior se procede a hacer el diseño de la zapata con barras de 1".

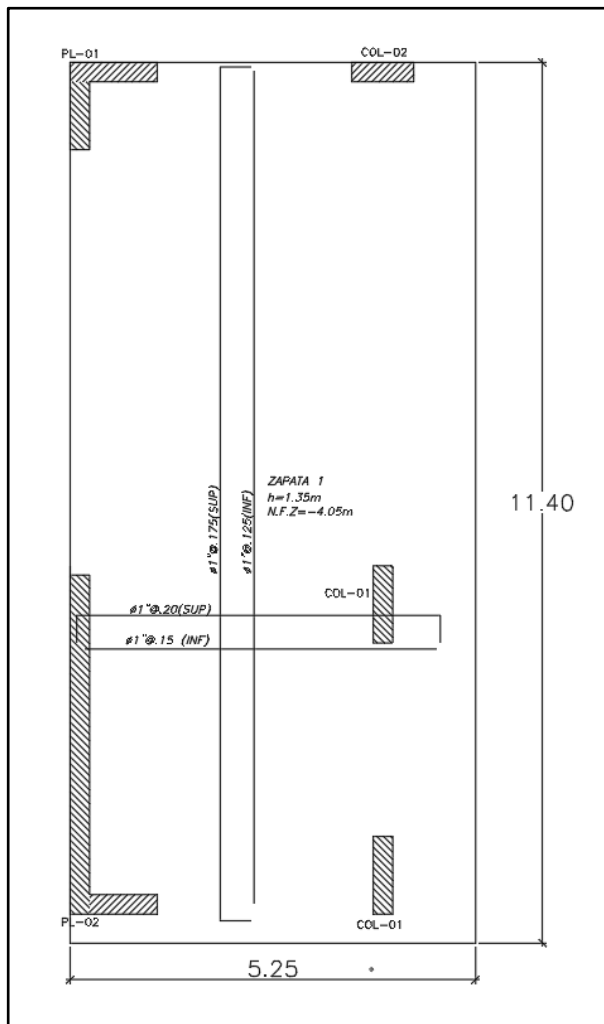


Figura 45. Detalle de distribución de acero en zapata combinada.
Elaboración propia.

8.5.3. Vigas de cimentación

A. Diseño por flexión

Los momentos del diseño de las cimentaciones se obtienen por medio del programa SAFE. En el diseño se toma los momentos a la cara de la zapata de los tramos en los cuales hay viga de cimentación.

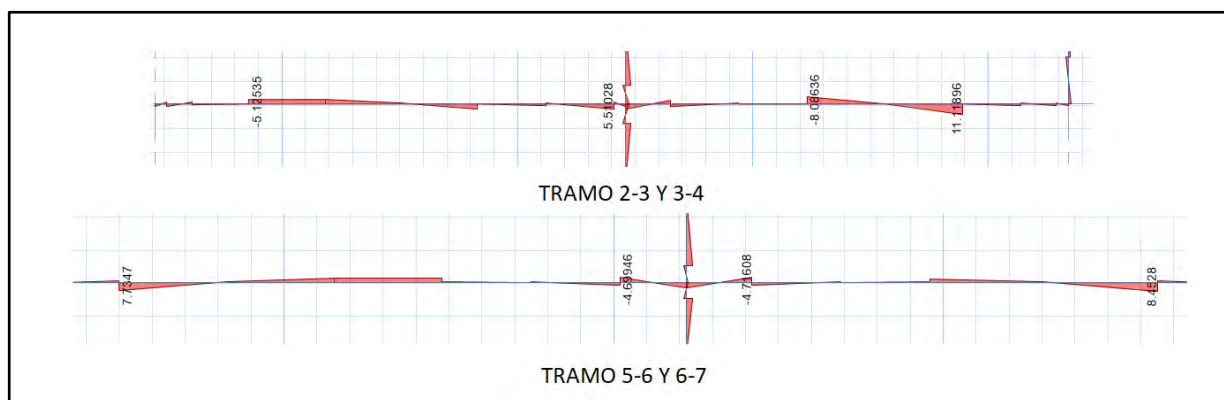


Figura 46. Momentos de la viga de cimentación a diseñar.
Elaboración propia.

De acuerdo a la Figura 46 se tomó los momentos de las vigas que están entre los tramos 2-3, 3-4, 5-6 y 6-7 respectivamente.

Tabla 57

Cálculo de la cuantía de acero en cada tramo de la viga de cimentación.

TRAMO	Mu	Mu (tonf.m)	d (cm)	As mín (cm ²)	As máx (cm ²)	a (cm)	A req (cm ²)	5/8"	3/4"	As instalado (cm ²)
Tramo 23	M-	5.12	54	3.26	21.5	2.41	2.57		2	5.68
Tramo 23	M+	0.37	54	3.26	21.5	0.18	0.18		2	5.68
Tramo 34	M-	8.08	54	3.26	21.5	3.86	4.11		2	5.68
Tramo 34	M+	11.01	54	3.26	21.5	5.34	5.67		2	5.68
Tramo 56	M-	0.87	54	3.26	21.5	0.40	0.43		2	5.68
Tramo 56	M+	7.63	54	3.26	21.5	3.73	3.87		2	5.68
Tramo 67	M-	3.05	54	3.26	21.5	1.43	1.51		2	5.68
Tramo 67	M+	8.45	54	3.26	21.5	4.05	4.30		2	5.68

Nota. Elaboración propia

Como se puede observar, en la Tabla 57, las áreas de acero instalado cumplen con los requisitos expuestos. Por lo tanto, la viga va presentar refuerzos longitudinales de 3/4", en la parte superior e inferior respectivamente.

Asimismo, las cortantes de la viga de cimentación no requieren una gran cantidad de refuerzo por lo que se usó la distribución de estribos de las vigas superiores.

B. Diseño final

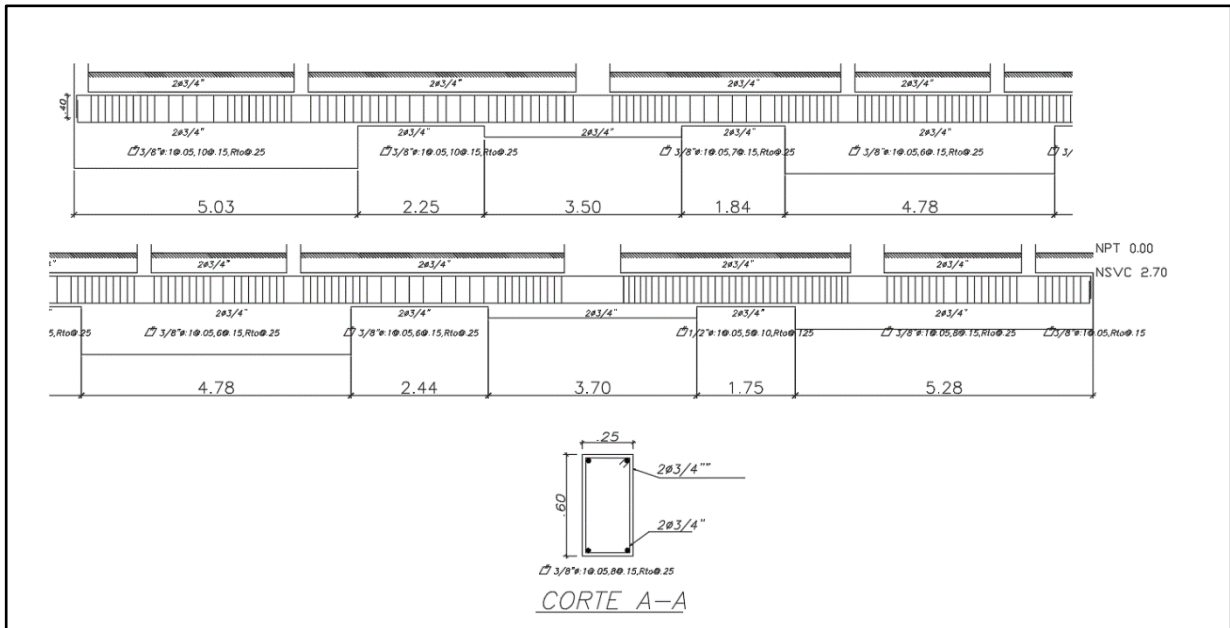


Figura 47. Diseño final de las vigas de cimentación.
Elaboración propia.

Capítulo 9

Diseño de elementos adicionales

9.1. Diseño de escaleras

Una escalera es un elemento estructural que se modela como una losa de concreto armado en una sola dirección. se define como la estructura diseñada para enlazar dos niveles a diferentes alturas. En la mayoría de escaleras, se contemplan 2 tramos, el tramo inclinado y el tramo de descanso.

9.1.1. Análisis estructural

Al igual que el diseño de losas, las escaleras contemplan cargas de gravedad, carga viva y carga muerta, para el análisis estructural. Asimismo, se diseñan por flexión y por fuerzas cortantes. A continuación, se muestra la combinación última de diseño con la que se procede a hacer el diseño:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

9.1.2. Diseño por flexión

Luego de obtener el diagrama de momento último con las combinaciones de carga, se comienza a diseñar por flexión con dichos momentos últimos. Para el cálculo del acero mínimo de la escalera se utiliza la siguiente expresión a manera de que cumpla con la cuantía mínima:

$$A_{smín} = 0.0018 * b * h$$

$$p = 0.18\%$$

9.1.3. Diseño por corte

Se debe realizar el diseño por cortante para comprobar si el espesor de la escalera es el adecuado para soportar esfuerzos cortantes. Se debe cumplir que la cortante última debe ser menor a la resistencia del concreto a corte ($\phi V_c \geq V_u$). Si no cumple con el requerimiento, se aumentará el espesor de la escalera.

9.1.4. Ejemplo de diseño

A. Metrado de cargas

Se realiza el metrado de cargas para la escalera de dos tramos ubicada en el Eje 4-5 de una planta típica. Para lo cual, se considera que el espesor de una losa de escalera será de 15 cm, sin considerar los pasos y contrapasos, que se consideran como una losa de 7 cm de espesor. A continuación, se muestra un metrado lineal para un ancho de escalera de 1.20 m.

Tabla 58

Cargas de gravedad de una losa de escalera

	CM (tonf/m)	CV (tonf/m)
Peso propio (escalera)	$2.40 \times 0.15 \times 1.20$	-
Peso escalones (escalera)	0.1×1.20	-
Piso terminado	0.1×1.20	-
Sobrecarga	-	0.2×1.20
Total	0.75	0.24

Nota. Elaboración propia

Carga última:

$$W_u = 1.4 \times 0.75 + 1.7 \times 0.24 = 1.46 \text{ ton/m}$$

Se modela la escalera como un elemento simplemente apoyado en ambos extremos.

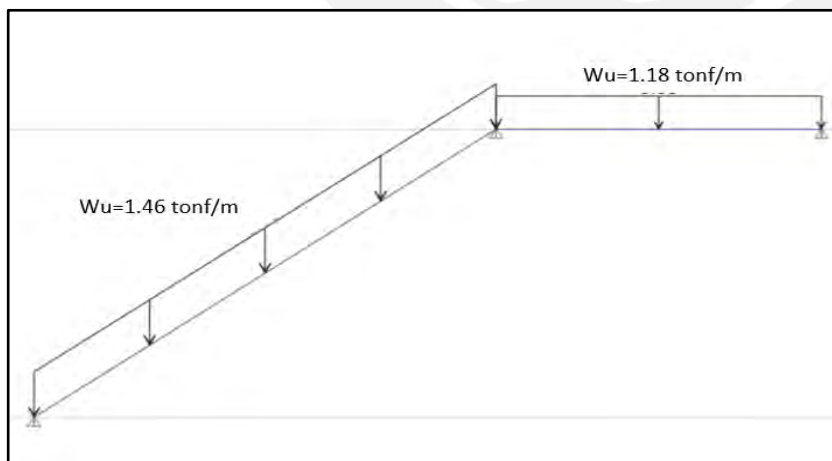


Figura 48. Cargas W_u de la escalera a diseñar.

Elaboración propia.

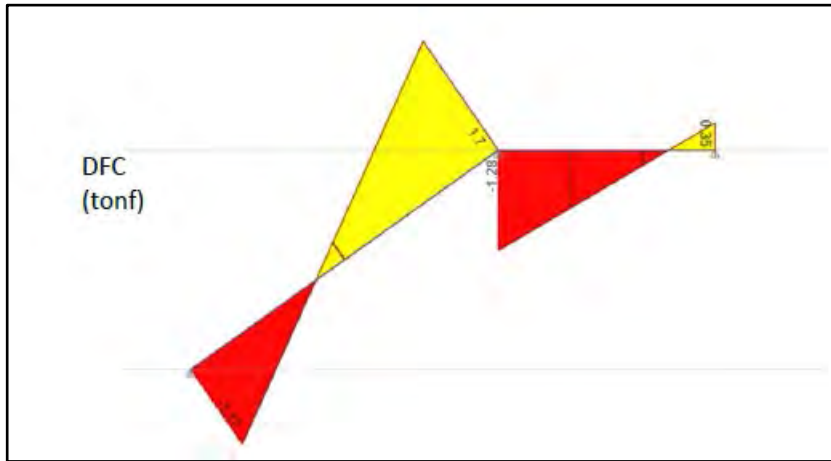


Figura 49. Diagrama de fuerza cortante de la escalera (tonf).
Elaboración propia.

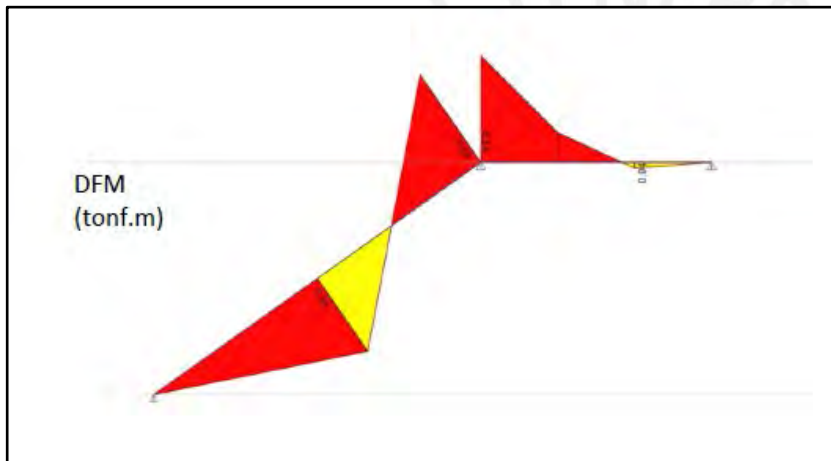


Figura 50. Diagrama de momento flector de la escalera (tonf.m).
Elaboración propia.

B. Diseño por flexión

Obtenido el diagrama de momento último, con el cual se va a diseñar a flexión los aceros longitudinales de la escalera. Se indica en la Tabla 59, los aceros requeridos y la cuantía de acero:

Tabla 59

Cálculo de la cuantía de acero para la escalera

	Mu (tonf.m)	d (cm)	As mín (cm ²)	As máx (cm ²)	a (cm)	A req (cm ²)	Cuantía	As instalado (cm ²)
M+	0.54	12	3.48	23.0	0.23	1.19	1φ3/8" @.25 cm	3.55
M-	0.64	12	3.48	23.0	0.28	1.44	1φ3/8" @.25 cm	3.55

Nota. Elaboración propia

La distribución para el acero longitudinal inferior es $\phi 3/8'' @ 25$ cm y para el acero longitudinal superior de $\phi 3/8'' @ 20$ cm. Además, por temas de fisuración se debe diseñar el acero transversal en una cuantía mínima:

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2/m$$

Se determina el espaciamiento en la parte superior e inferior para un acero instalado de $\phi 3/8''$

$$s = \frac{0.71}{2.7} = 0.25 \text{ m}$$

Por lo tanto, la distribución para el acero transversal es $\phi 3/8'' @ 25$ cm.

C. Diseño por corte

Se debe realizar el diseño por cortante para verificar si el espesor de la escalera cumple con lo exigido por la norma.

Tabla 60

Diseño por cortante de la escalera

	bw (cm)	d (cm)	ϕV_c (tonf)	V_u (tonf)	¿Cumple $\phi V_c > V_u$?
Tramo	120	12	9.40	1.17	Sí cumple
Tramo	120	12	9.40	1.70	Sí cumple
Descanso	120	12	9.40	1.28	Sí cumple
Descanso	120	12	9.40	0.35	Sí cumple

Nota. Elaboración propia.

De modo que, según la Tabla 60, la sección de escalera cumple por cortante $\phi V_c \geq V_u$. Por lo tanto, no será necesario aumentar la garganta o espesor de la escalera.

D. Diseño final

Se muestra la sección del detalle de la escalera diseñada:

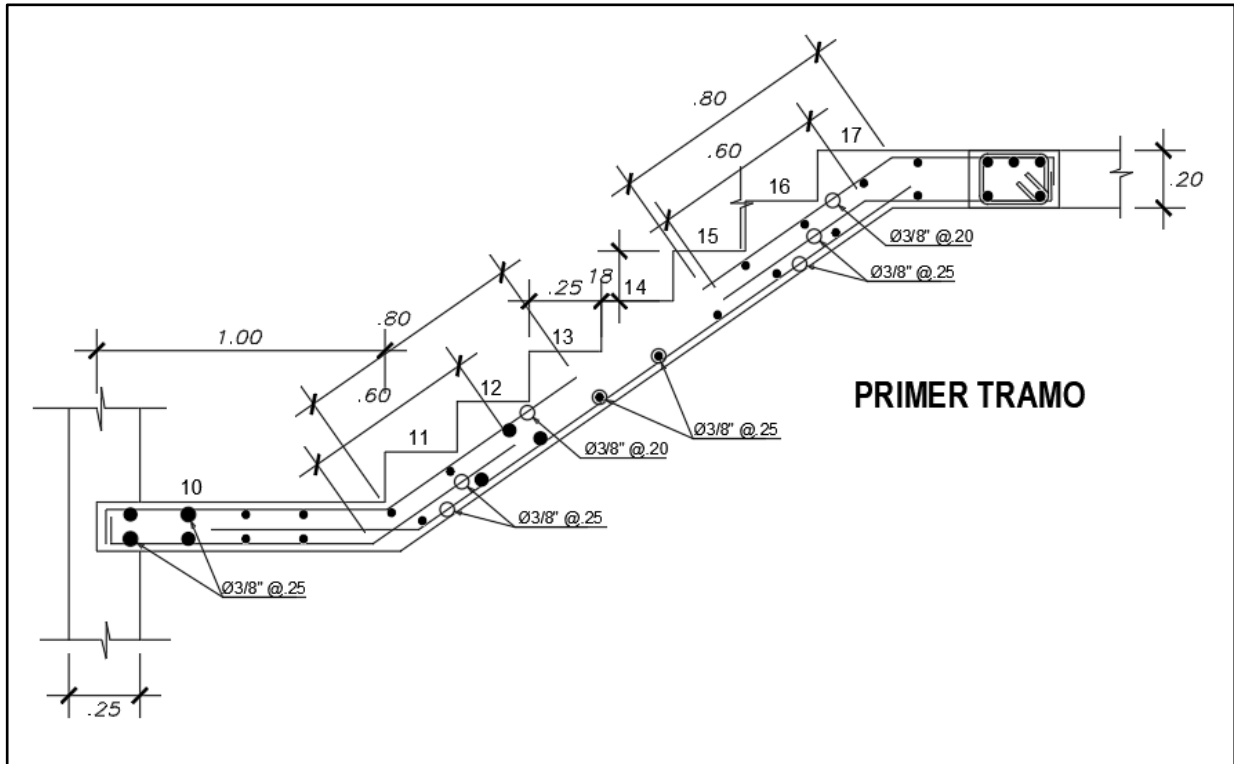


Figura 51. Diseño final de escalera.
Elaboración propia.

10. Comentarios y conclusiones

Estructuración y Predimensionamiento

- El inicio del diseño de una edificación comienza con las etapas de estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales del proyecto, para ello se proporcionó una distribución de placas en la planta típica del edificio sin modificar la distribución arquitectónica inicial. Procurando, desde un inicio evitar obtener irregularidades en planta y en altura. Asimismo, se optó por dimensionar los elementos de manera que cumpla con los requerimientos expuestos y sean lo más regulares y simétricos posibles para facilitar el diseño.
- El edificio se encuentra en esquina, es por ello que, al realizar la estructuración del proyecto, se evita colocar elementos estructurales (placas) en la periferia por temas de diseño e iluminación. Lo que hace que, por lo general, en edificios que se encuentran en esquina se desarrollen problemas de torsión.

Análisis sísmico

- Para iniciar el modelado estructural de la edificación de 8 pisos y un semisótano, se consideró este último como un piso adicional a los 8 ya existentes. Es decir, se realizó el modelo con 9 pisos para evaluar el caso más crítico.
- Durante el modelado estructural del edificio y del análisis modal mediante el programa ETABS. Se observó que los periodos fundamentales para la dirección X e Y fueron de 0.769 s y 0.840 s, respectivamente. El mayor periodo se encuentra en la dirección Y, pues se encuentra una mayor distribución de las placas y es más rígido que la dirección X.
- Luego, al momento de realizar la verificación de irregularidades se obtuvo que, además de presentar irregularidad por diafragmas discontinuos, presenta irregularidad por torsión. Por lo que, para el análisis dinámico se utiliza un valor de $R= 4.5$ para ambas direcciones (X, Y) en un sentido conservador. Con lo cual, se volvió a iniciar el análisis

y se obtuvo las cortantes dinámicas y el factor de amplificación, parámetros necesarios para finalizar la evaluación en el programa y comenzar con el diseño de concreto de cada uno de los elementos del edificio.

Análisis estructural y diseño de elementos

- En el diseño de losas, se utilizó las cargas por gravedad para hallar los momentos de la combinación última de carga. La distribución de acero que se consideró en la losa de la planta típica fue de 1/2" y 3/8", las cuales fueron calculadas de acuerdo a lo expuesto en el capítulo de losas y con las consideraciones de no exceder la cuantía máxima de acero para no generar gastos adicionales.
- En el diseño de vigas, se realizó el análisis de las vigas de los pisos inferiores puesto que se encuentran a mayores cargas que el resto. Para el acero principal por flexión, se obtiene una cuantía de acero longitudinal de 1" y 3/4" con bastones de diversos diámetros y con respecto al esfuerzo por cortante, se obtienen estribos de 3/8" para todos los casos.
- En el diseño de placas y columnas, se diseñó por flexocompresión, puesto que estos elementos estructurales pueden fallar tanto por flexión como por compresión. Para este diseño se usaron los diagramas de interacción con los momentos y las fuerzas axiales para ver el comportamiento de dichos elementos estructurales ante ambos esfuerzos al mismo tiempo; y verificar el comportamiento de la distribución de acero ante estas.
- Para la distribución de acero de placas y columnas se hicieron 3 distintos diseños, para el semisótano hasta el segundo piso, del tercer piso al quinto piso, y del sexto piso hasta la azotea, con pisos intermedios de transición. Esto se hizo con el fin de reducir la cantidad de acero presente en los elementos estructurales para tener una cuantía óptima.
- Las placas tienen la mayor parte de fuerza cortante por lo cual, estas ante un sismo absorben las solicitaciones sísmicas, haciendo que las columnas trabajen solo ante la fuerza axial.

- Al momento de dimensionar las zapatas, se verificó que había una sobreposición de elementos por lo cual se optó por las zapatas combinadas en los casos de superposición. Teniendo un total de 3 zapatas combinadas y 8 zapatas aisladas unidas mediante vigas de cimentación.
- Para el diseño de zapatas, se empleó vigas de cimentación, puesto que hay elementos estructurales ubicados en el perímetro de la edificación. Tales placas y columnas al estar en el límite del área del terreno son consideradas zapatas excéntricas, pues se ubican en el límite del perímetro de la zapata generando un mayor momento y por lo tanto mayor dimensiones en la zapata. Con el fin de evitar este sobredimensionamiento se usaron las vigas para una mejor distribución de esfuerzos en la cimentación.
- Por último, en el caso de las cimentaciones, las zapatas tienen distintos fondos de cimentación, esto es debido a la cortante y el punzonamiento, para esto primero se asumió un peralte mínimo, y se verificó que cumpla, en caso la altura de la cimentación no cumpla se fue incrementando el peralte hasta que cumpla por ambas cortantes.

Bibliografía

Ottazzi, G. (2015). *Apuntes del Curso de Concreto Armado I* (15th ed.). Lima-Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento *Norma E.020 Cargas Actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE*. (2006). Lima-Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento *Norma E.30 Diseño Sismorresistente. Actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE*. (2018). Lima-Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento *Norma E.060 Concreto Armado Actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE*. (2009). Lima-Perú.

Muñoz Peláez, A. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E. 030 Diseño Sismorresistente*. Lima. Sencico

Harmsen Teodoro, E. (2002). *Diseño de estructuras de Concreto Armado*. Lima-Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Sovero Molero, G. (1995). *Concreto Armado*. Cusco-Perú. Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco.

Wiley & Sons, J. (1951). *Introduction to Reinforced Concrete Desing*. New York-United States of America.

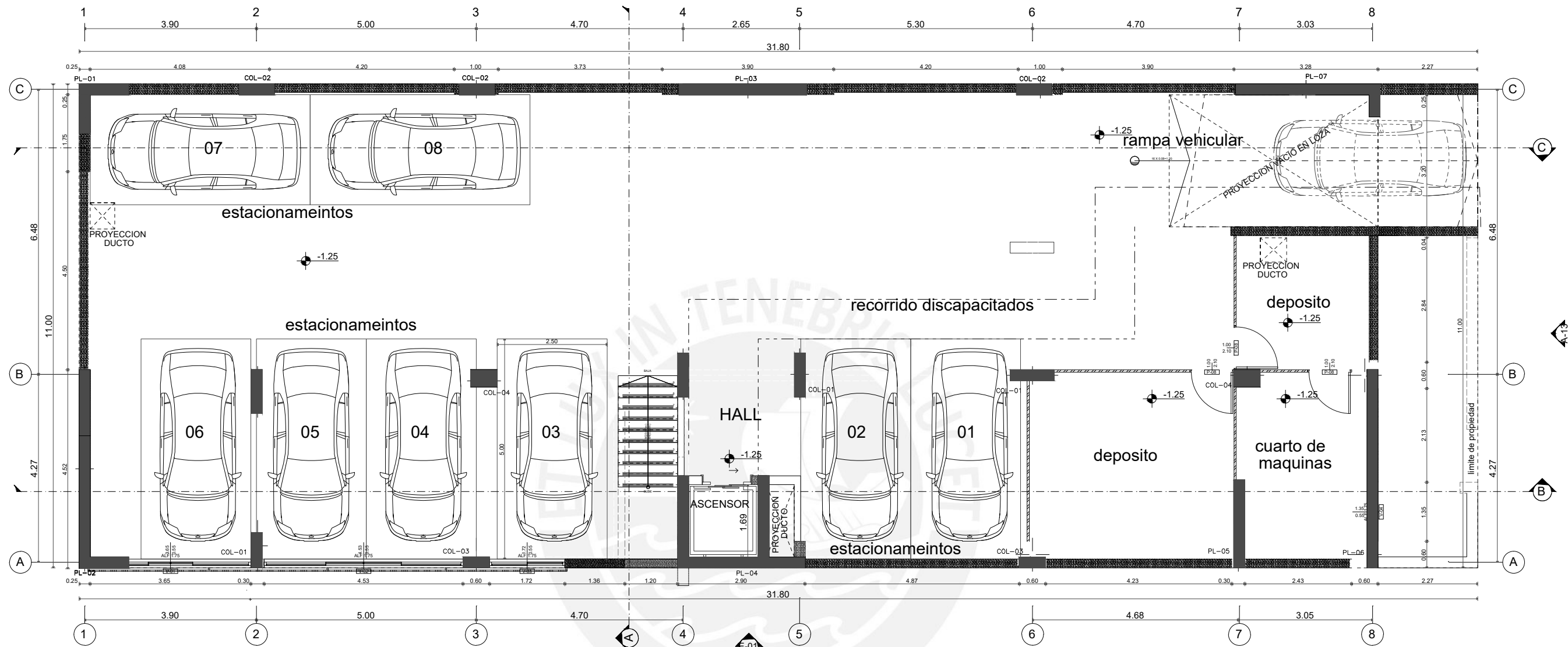
Anexo 01

- Plano A-01 Planta Semisótano
- Plano A-02 Planta Primer piso
- Plano A-03 Planta Piso Típico
- Plano A-04 Planta Entretecho
- Plano A-05- Planta Techo
- Plano A-06 Corte longitudinal y transversal



Anexo 02

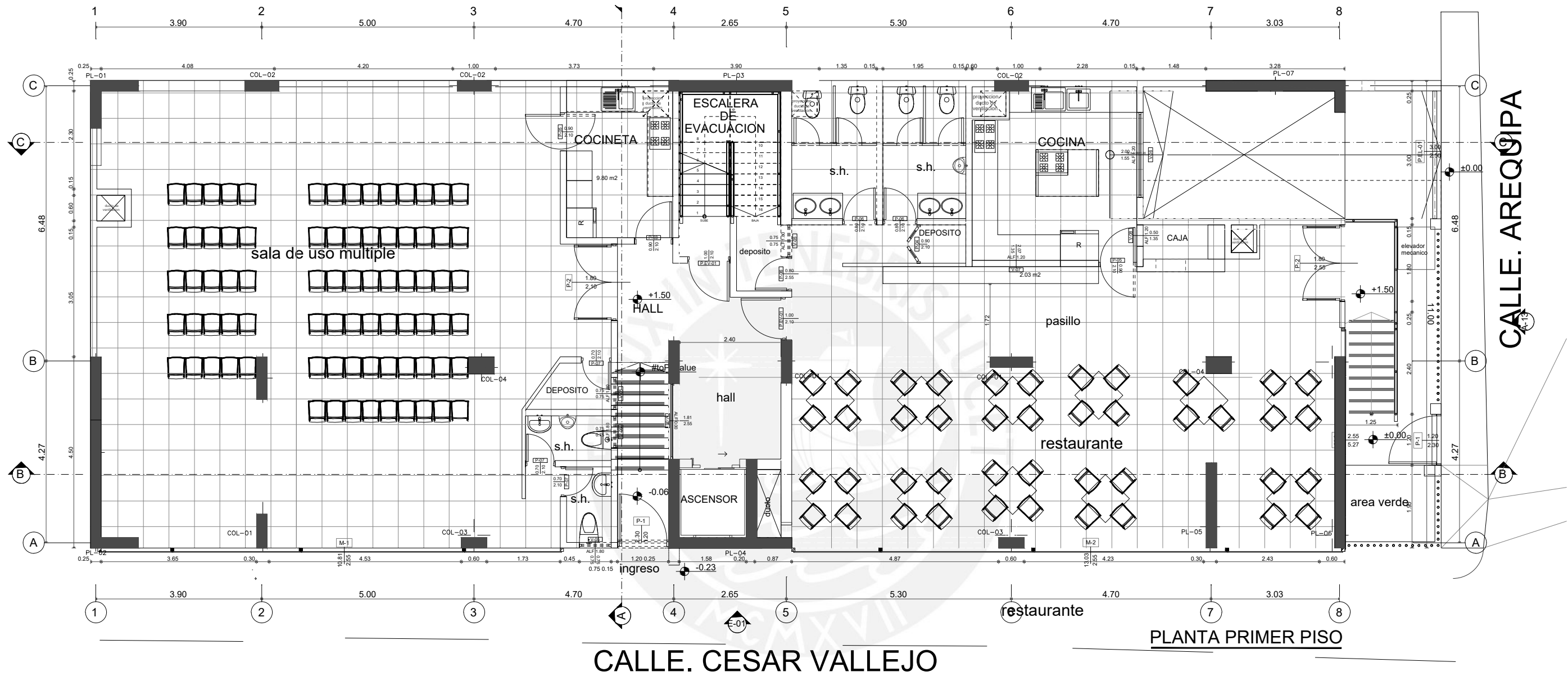
- Plano E-01 Encofrado Semisótano
- Plano E-02 Encofrado Primer piso
- Plano E-03 Encofrado Piso Típico
- Plano E-04 Encofrado Entretecho
- Plano E-05- Encofrado Techo
- Plano E-06 Vigas de piso típico
- Plano E-07 Vigas de piso típico
- Plano E-08 Cuadro columnas y placas
- Plano E-09 Cuadro columnas y placas
- Plano E-10 Planta de cimentaciones
- Plano E-11 Vigas de cimentación
- Plano E-12 Vigas de cimentación
- Plano E-13 Escalera
- Plano E-14 Especificación y detalles estructurales



PLANTA SEMISOTANO



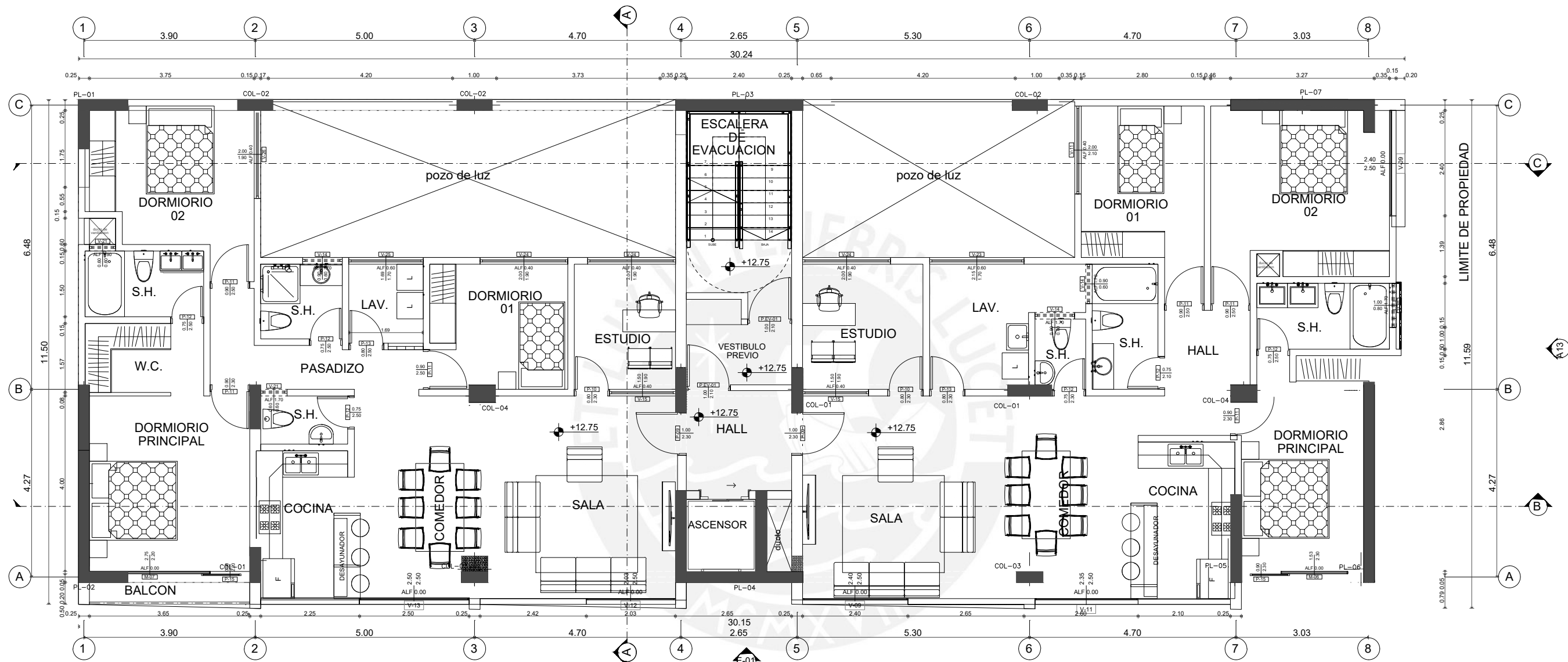
ARQUITECTURA				
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS				PROYECTO N° 1
PLANO : PLANTA SEMISOTANO				FECHA FEB. 2023
ASESOR ING. MEJÍA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/100	A-01



PLANTA PRIMER PISO



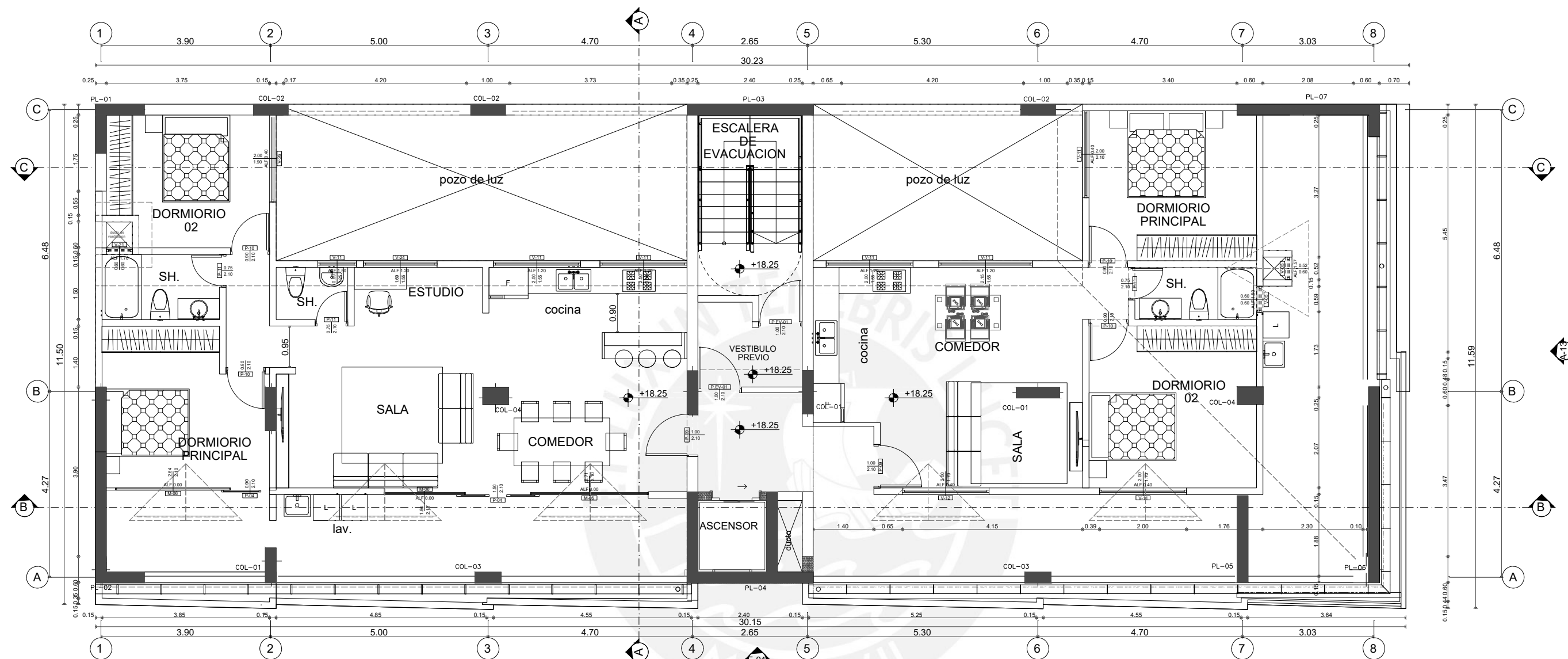
ARQUITECTURA			
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS			PROYECTO N° 1
PLANO : PLANTA PRIMER PISO			FECHA FEB. 2023
ASESOR ING. MEJIA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/100
			A-02



PLANTA PISO TIPICO



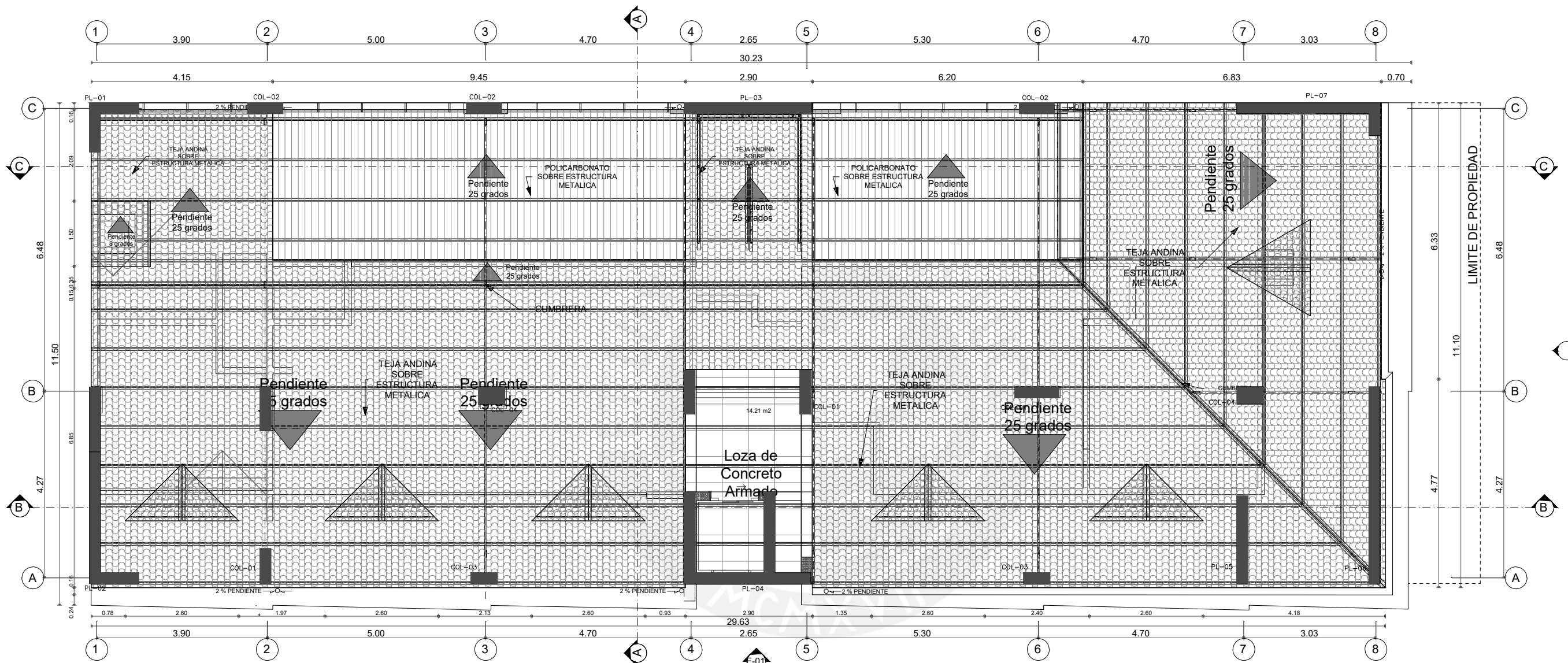
ARQUITECTURA				
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS			PROYECTO N° 1	
PLANO : PLANTA PISO TIPICO			FECHA FEB. 2023	
ASESOR ING. MEJIA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/100	A-03



PLANTA ENTRETTECHO



ARQUITECTURA				
PROYECTO :			EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS	PROYECTO N° 1
PLANO :			PLANTA ENTRETTECHO	FECHA FEB. 2023
ASESOR ING. MEJIA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/100	A-04



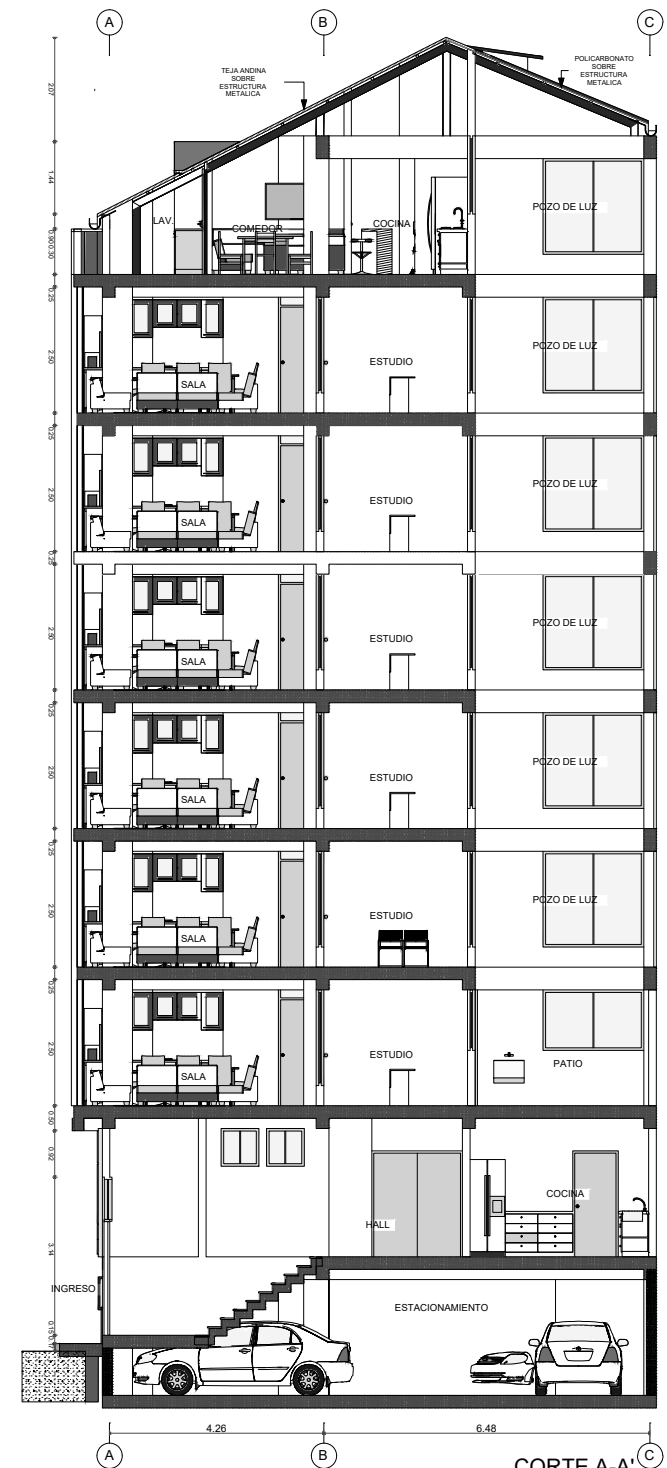
PLANO DE TECHO



ARQUITECTURA				
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS			PROYECTO N° 1	
PLANO : PLANTA TECHO			FECHA FEB. 2023	
ASESOR ING. MEJIA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/100	A-05



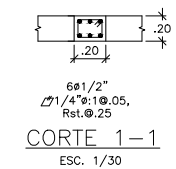
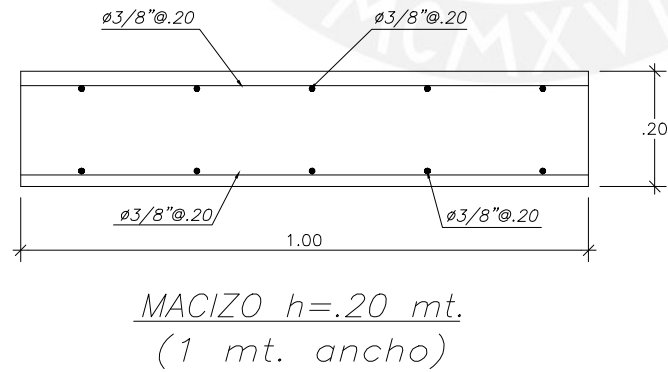
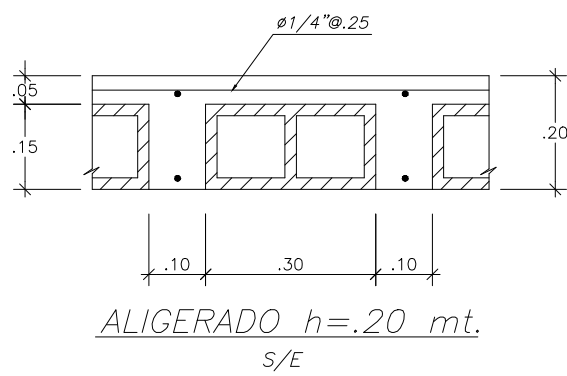
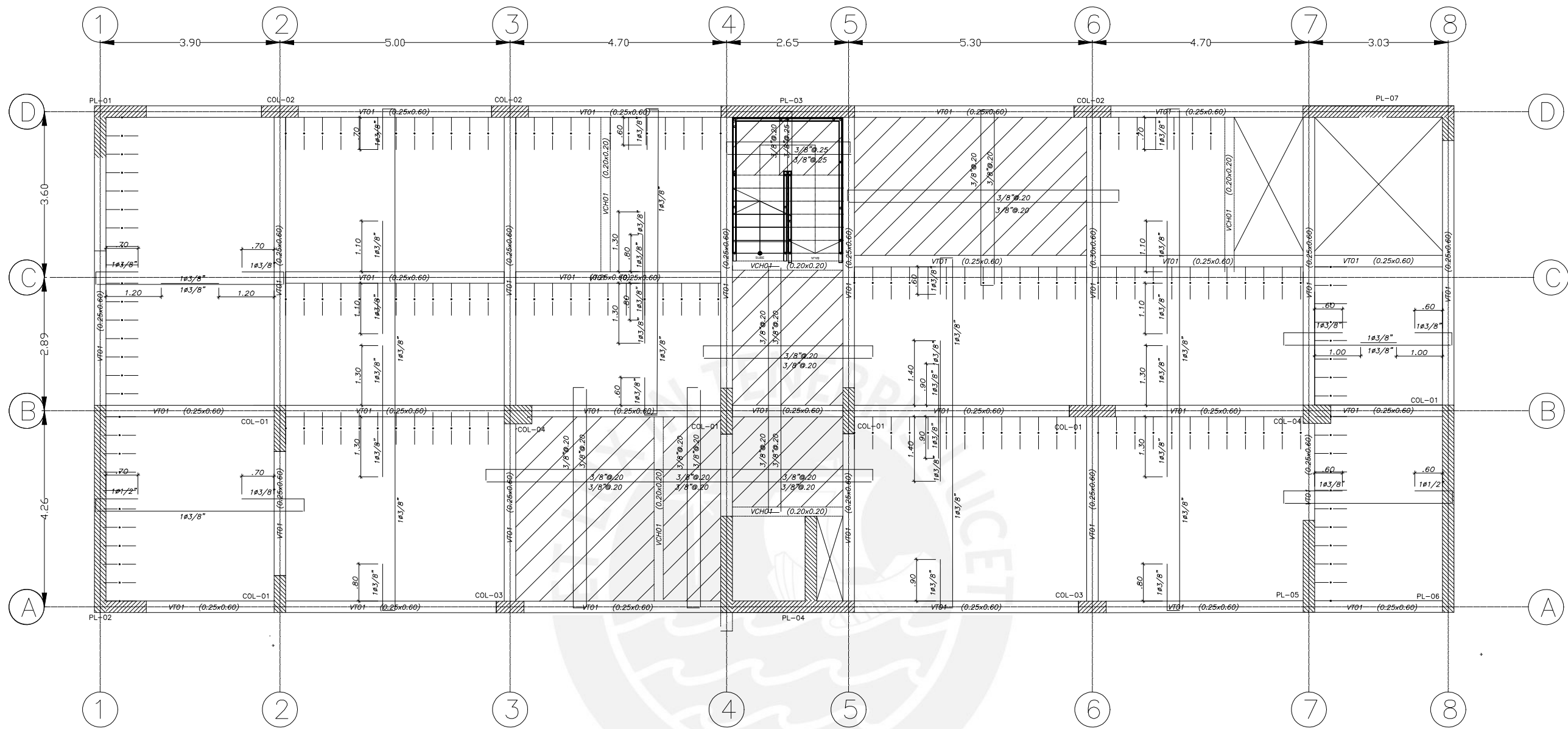
CORTE B-B'
esc:1/75



CORTE A-A'



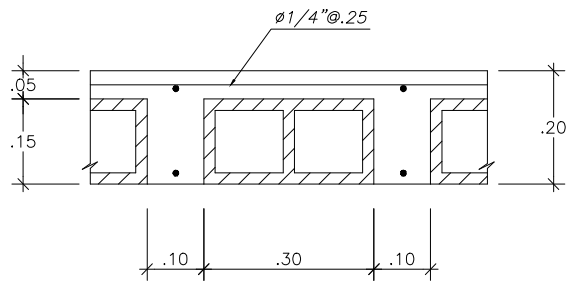
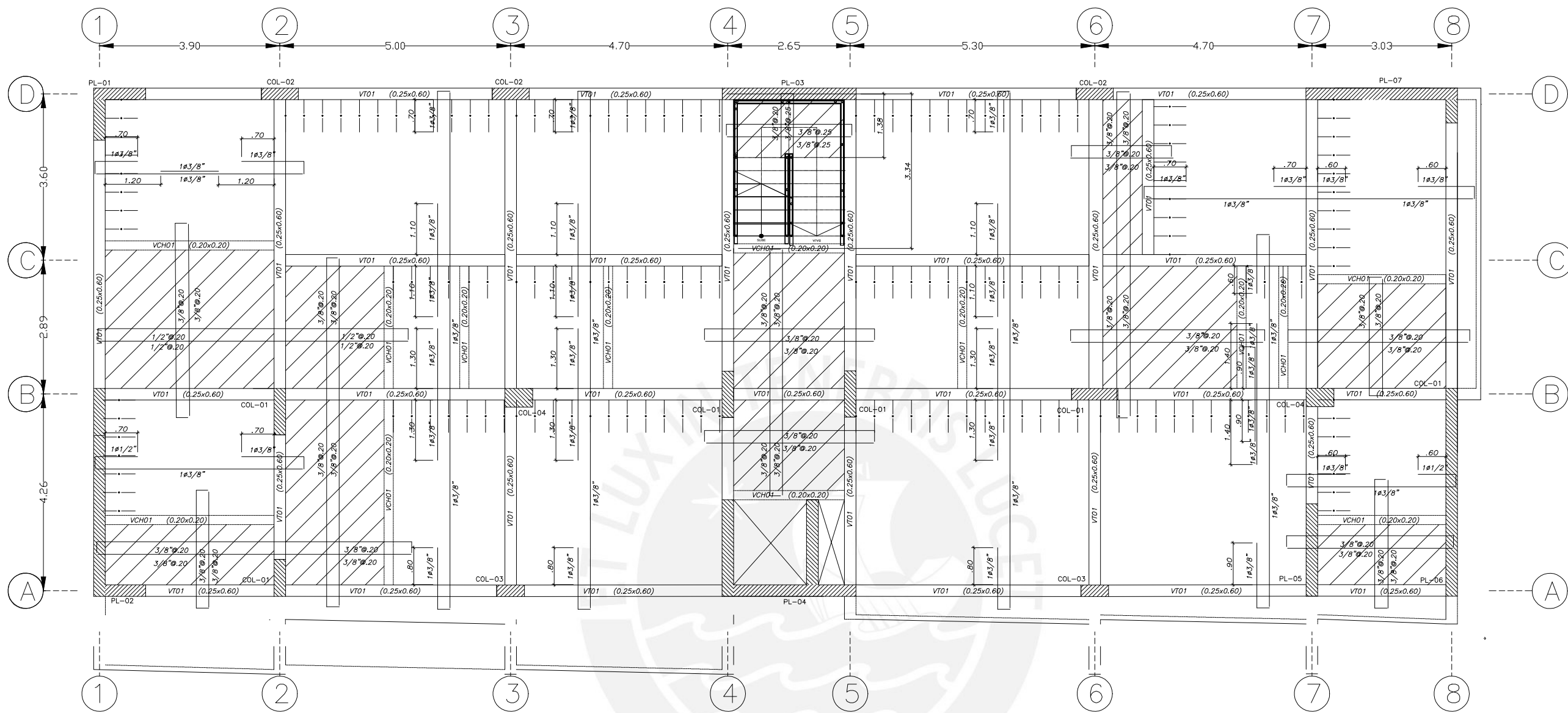
ARQUITECTURA				
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS				PROYECTO N° 1
PLANO : CORTE LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL				FECHA FEB. 2023
ASESOR ING. MEJÍA	DISEÑO	DIBUJO	ESCALA 1/150	A-06



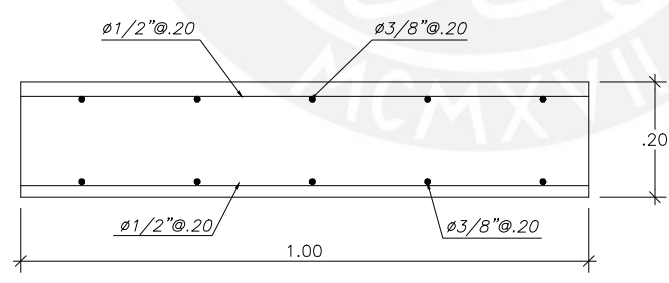
- LOSA ALIGERADA $h=.20$ MT.
- LOSA MACIZA $h=.20$ MT.
- MALLA SUPERIOR EN DOS DIRECCIONES $\phi 3/8"$ @.20MT.
- MALLA INFERIOR EN DOS DIRECCIONES $\phi 3/8"$ @.20MT.



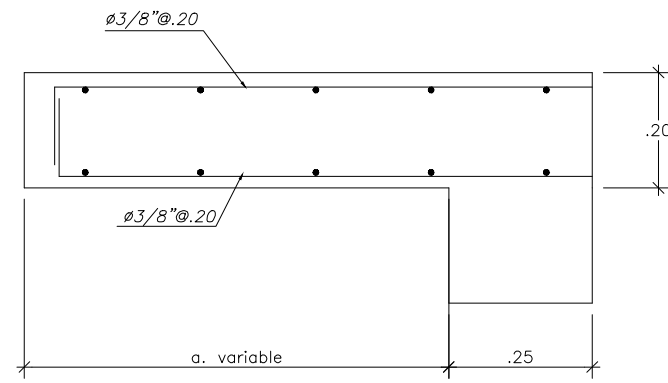
ESTRUCTURAS				
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS			PROYECTO N° 1	
PLANO : ENCOFRADO SEMISOTANO			FECHA FEB. 2023	
ASESOR ING. MEJÍA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/100	E-01



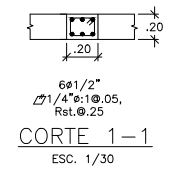
ALIGERADO $h=.20$ mt.
S/E



MACIZO $h=.20$ mt.
(1 mt. ancho)



VOLADO $h=.20$ mt.

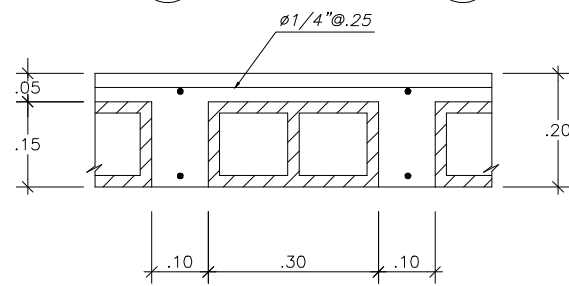
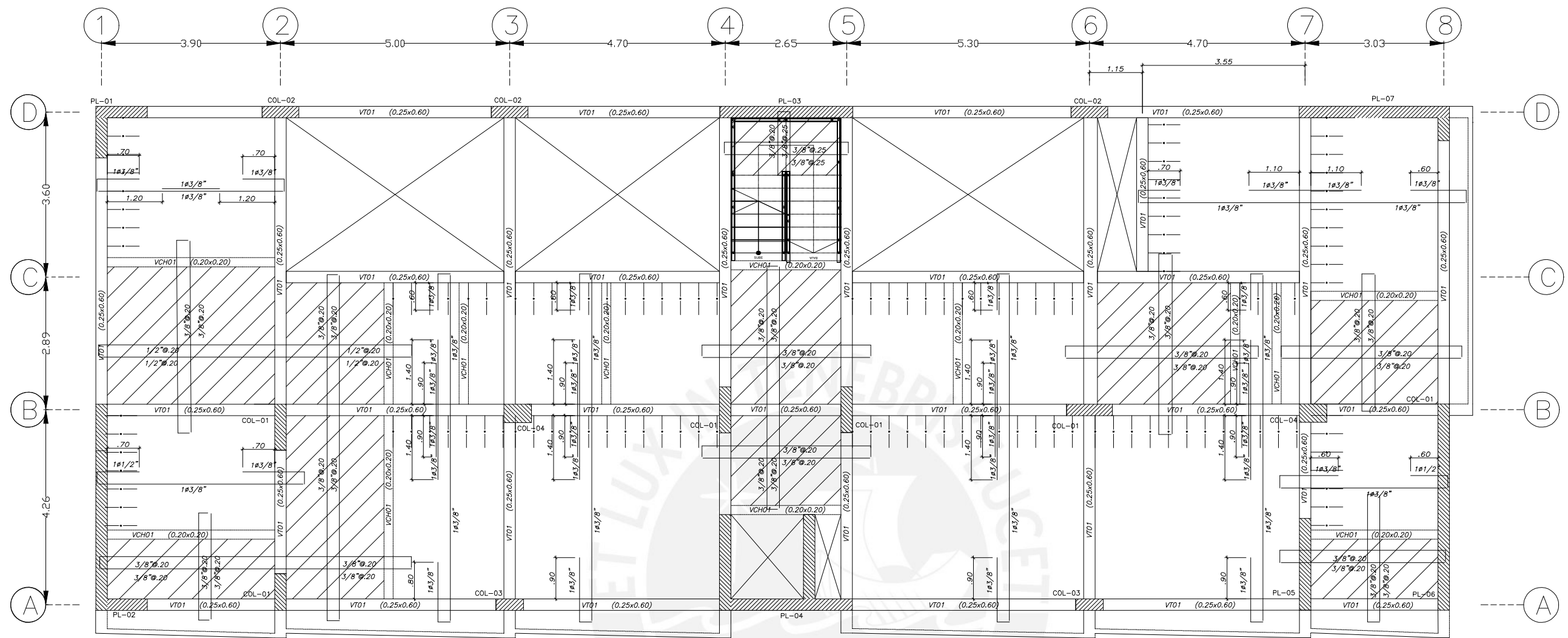


CORTE 1-1
ESC. 1/30

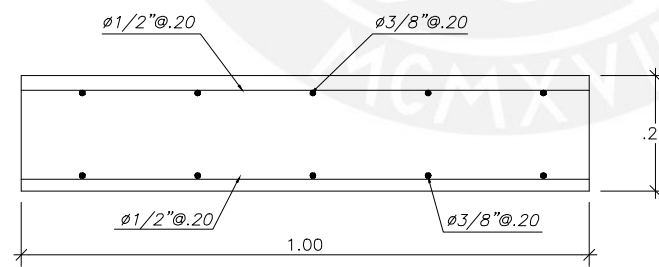
- LOSA ALIGERADA $h=.20$ MT.
- LOSA MACIZA $h=.20$ MT.
- MALLA SUPERIOR EN DOS DIRECCIONES $\phi 3/8"$ y $\phi 1/2"$ @.20MT.
- MALLA INFERIOR EN DOS DIRECCIONES $\phi 3/8"$ y $\phi 1/2"$ @.20MT.



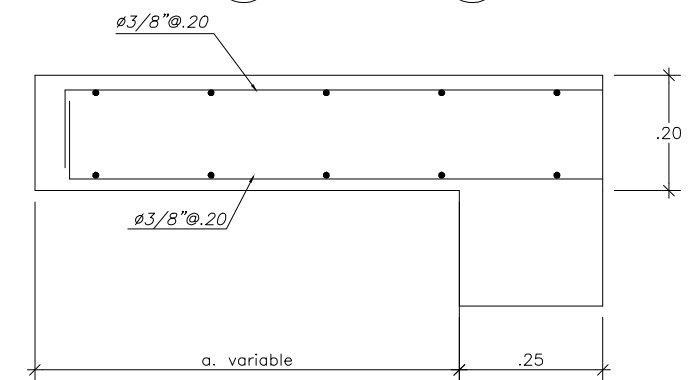
ESTRUCTURAS				
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS			PROYECTO N° 1	
PLANO : ENCOFRADO PRIMER PISO			FECHA FEB. 2023	
ASESOR ING. MEJÍA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/100	E-02



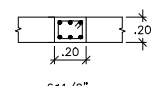
ALIGERADO h=.20 mt.
S/E



MACIZO h=.20 mt.
(1 mt. ancho)



VOLADO h=.20 mt.



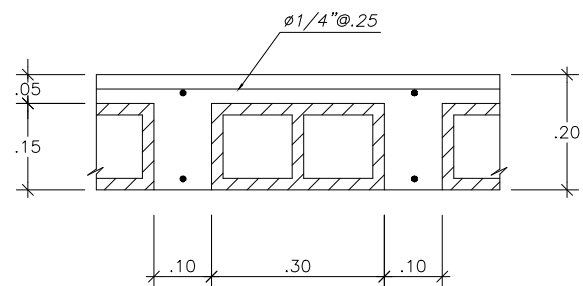
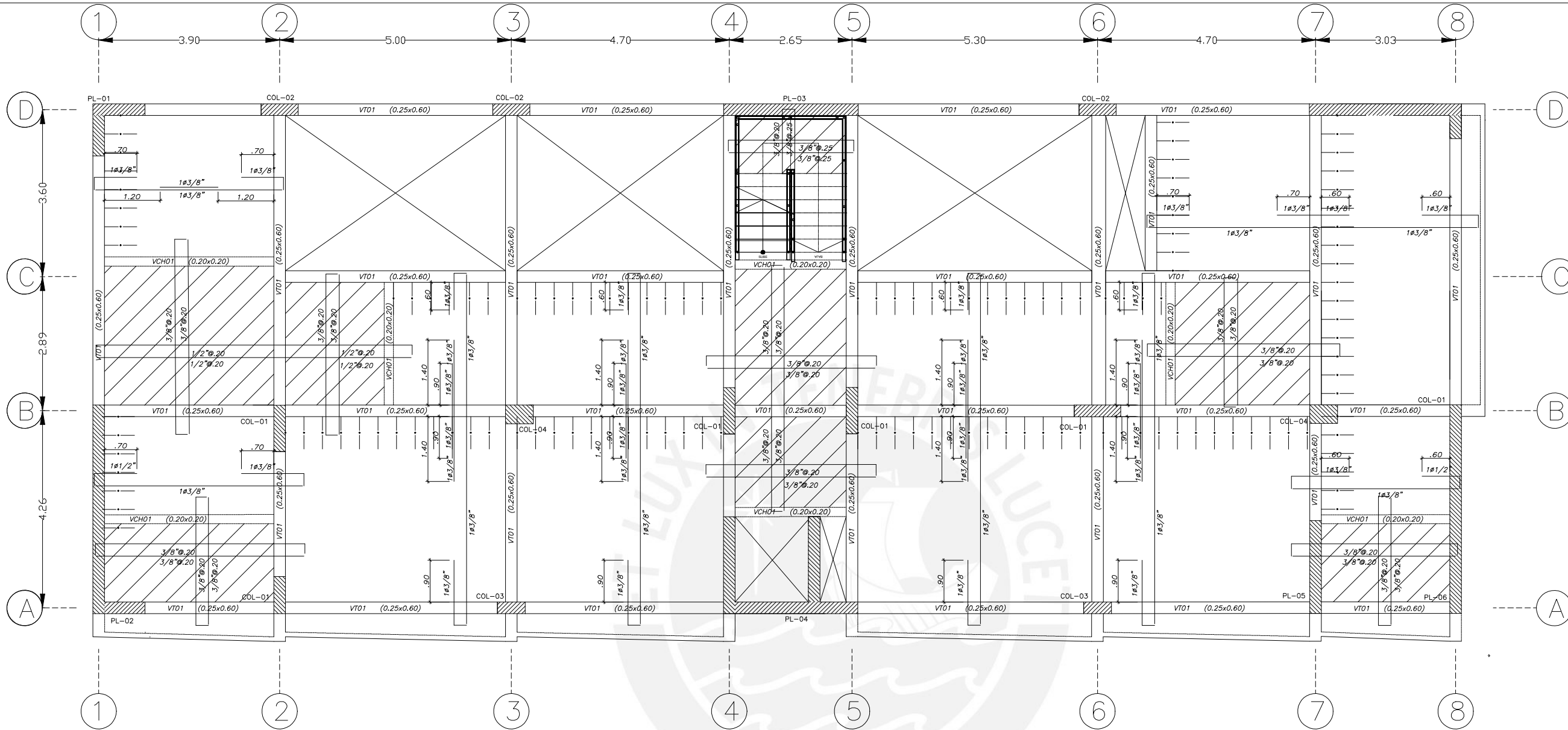
6#1/2"
#1/4" @ 10.05,
Rst. @ 25
CORTE 1-1
ESC. 1/30

- LOSA ALIGERADA h=.20 MT.
- LOSA MACIZA h=.20 MT.
- MALLA SUPERIOR EN DOS DIRECCIONES $\phi 3/8"$ y $\phi 1/2"@.20$ MT.
- MALLA INFERIOR EN DOS DIRECCIONES $\phi 3/8"$ y $\phi 1/2"@.20$ MT.

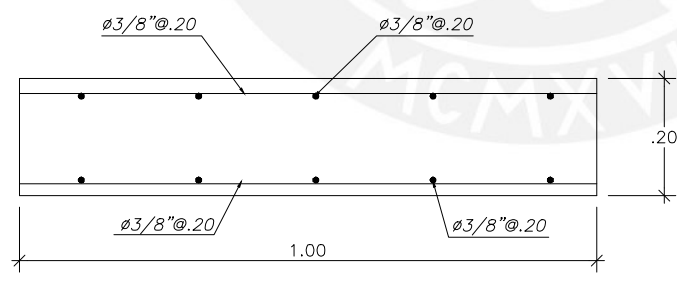


ESTRUCTURAS

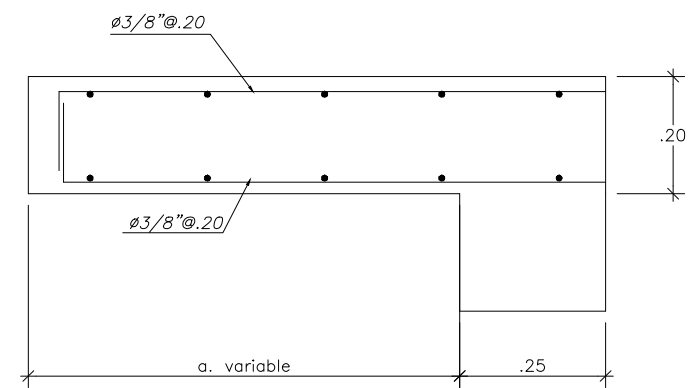
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS		PROYECTO N° 1	
PLANO : ENCOFRADO PISO TIPICO		FECHA FEB. 2023	
ASESOR ING. MEJIA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/100
			E-03



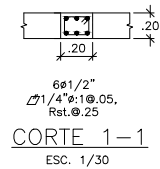
ALIGERADO h=.20 mt.
s/E



MACIZO h=.20 mt.
(1 mt. ancho)



VOLADO h=.20 mt.

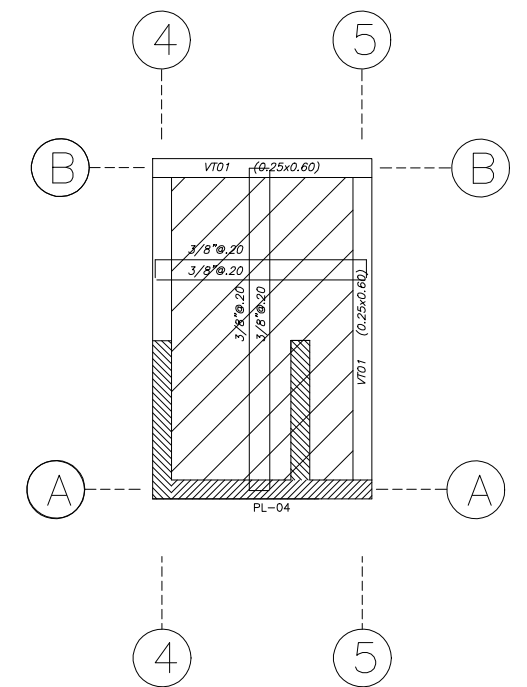
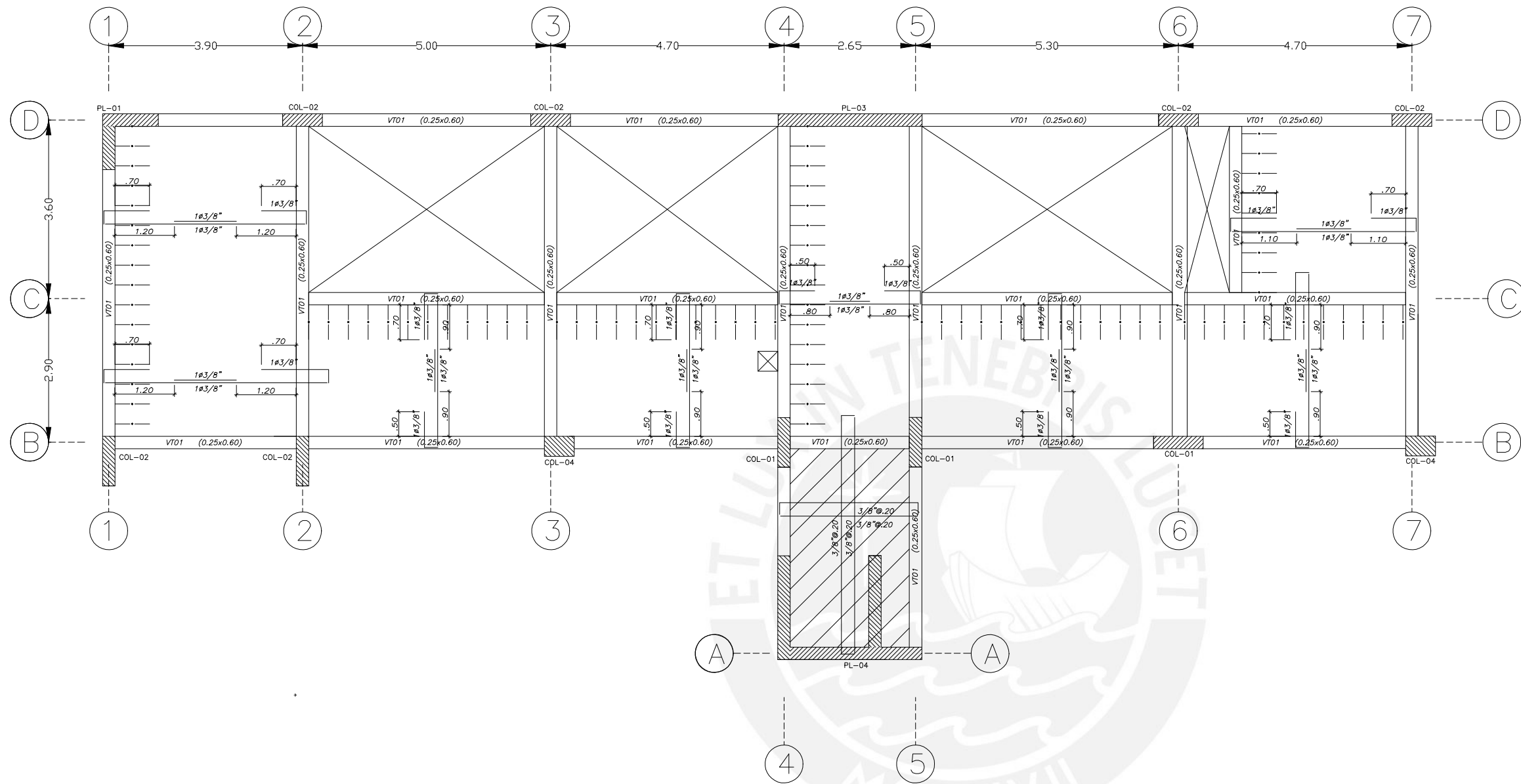


CORTE 1-1
ESC. 1/30

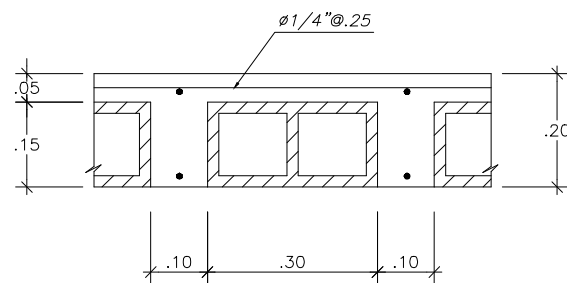
- LOSA ALIGERADA h=.20 MT.
- LOSA MACIZA h=.20 MT.
- MALLA SUPERIOR EN DOS DIRECCIONES $\phi 3/8" @ 20MT.$
- MALLA INFERIOR EN DOS DIRECCIONES $\phi 3/8" @ 20MT.$



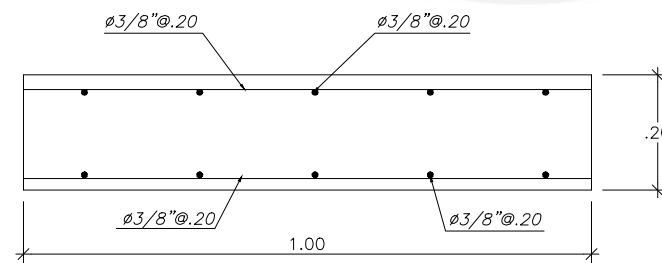
ESTRUCTURAS				
PROYECTO :		EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS		PROYECTO N°
				1
PLANO :		ENCOFRADO ENTRETECHO		FECHA
				FEB. 2023
ASESOR	DISEÑO	DIBUJO	ESCALA	E-04
ING. MEJÍA	CHURA, SAIRE		1/100	



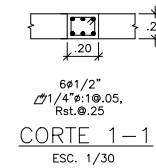
DETALLE LOSA ASCENSOR



ALIGERADO $h=0.20$ mt.
S/E



MACIZO $h=0.20$ mt.
(1 mt. ancho)

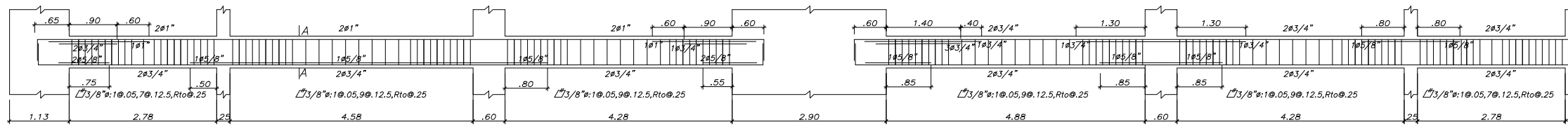


CORTE 1-1
ESC. 1/30

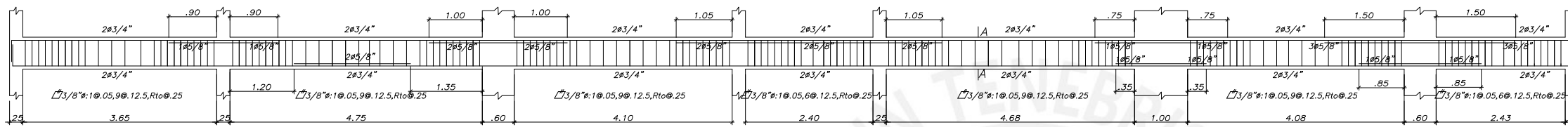
- LOSA ALIGERADA $h=0.20$ MT.
- LOSA MACIZA $h=0.20$ MT.
- MALLA SUPERIOR EN DOS DIRECCIONES $\phi 3/8'' @ .20$ MT.
- MALLA INFERIOR EN DOS DIRECCIONES $\phi 3/8'' @ .20$ MT.



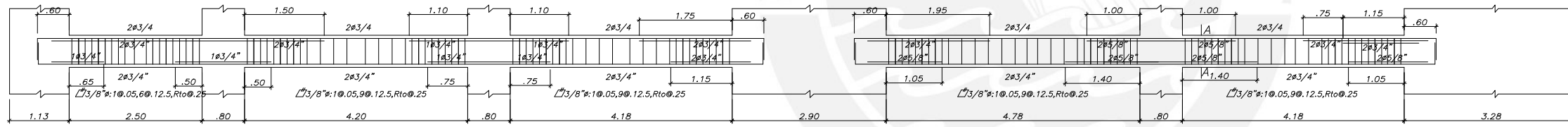
ESTRUCTURAS				
PROYECTO :		EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS		PROYECTO N°
				1
PLANO :		ENCOFRADO TECHO		FECHA
				FEB. 2023
ASESOR	DISEÑO	DIBUJO	ESCALA	E-05
ING. MEJÍA	CHURA, SAIRE		1/100	



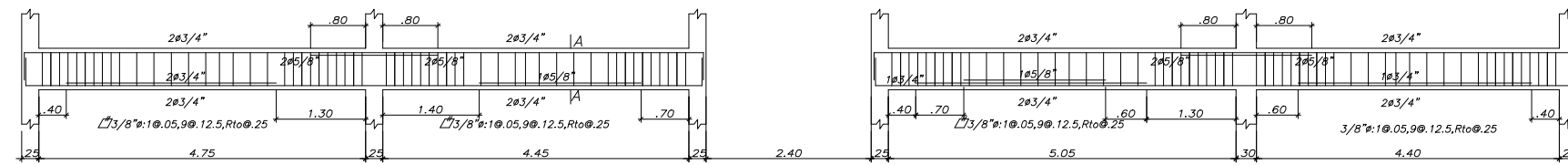
VIGA EJE A (.25X.60)



VIGA EJE B (.25X.60)



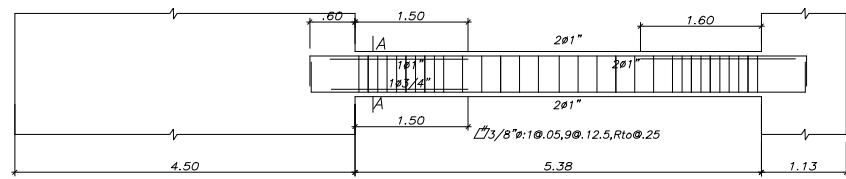
VIGA EJE D (.25X.60)



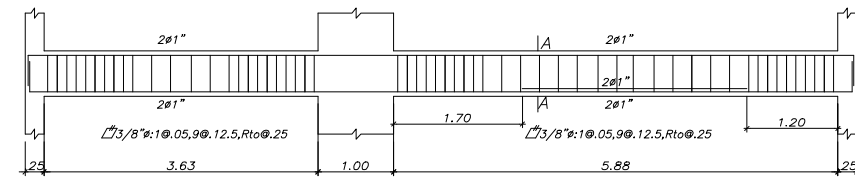
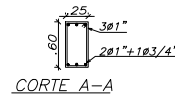
VIGA EJE C (.25X.60)



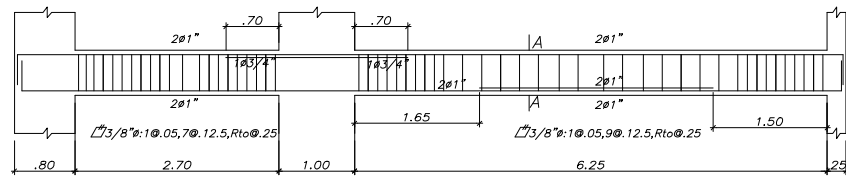
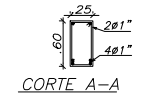
ESTRUCTURAS			
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS		PROYECTO N° 1	
PLANO : VIGAS DE PISO TÍPICO		FECHA FEB. 2023	
ASESOR ING. MEJÍA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/50
			E-06



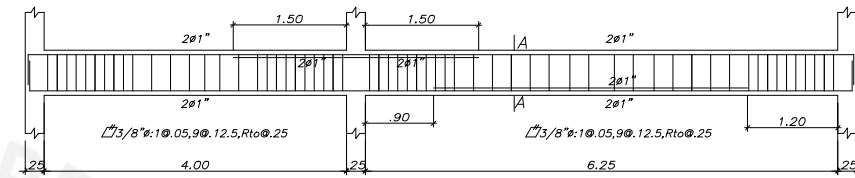
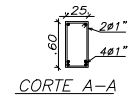
VIGA EJE 01 (.25X.60)



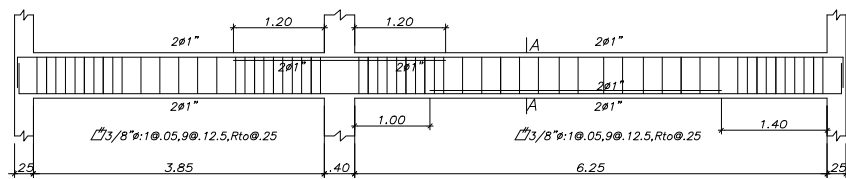
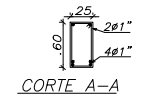
VIGA EJE 05 (.25X.60)



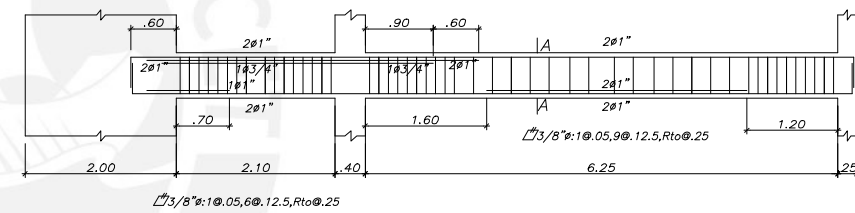
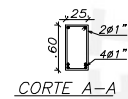
VIGA EJE 02 (.25X.60)



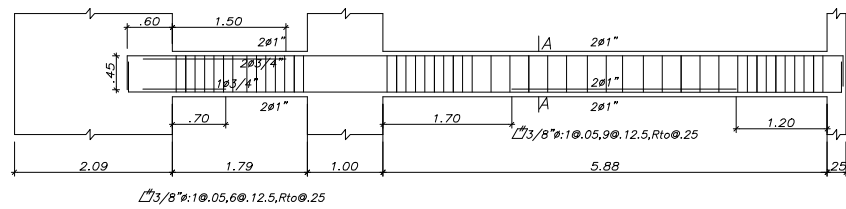
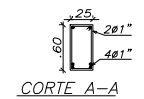
VIGA EJE 06 (.25X.60)



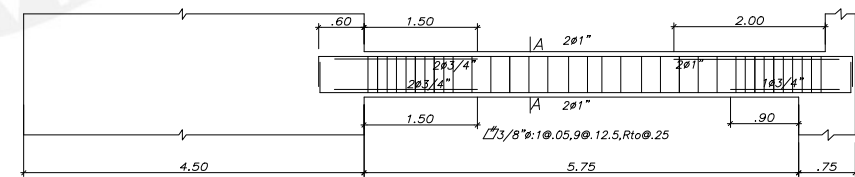
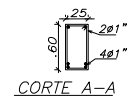
VIGA EJE 03 (.25X.60)



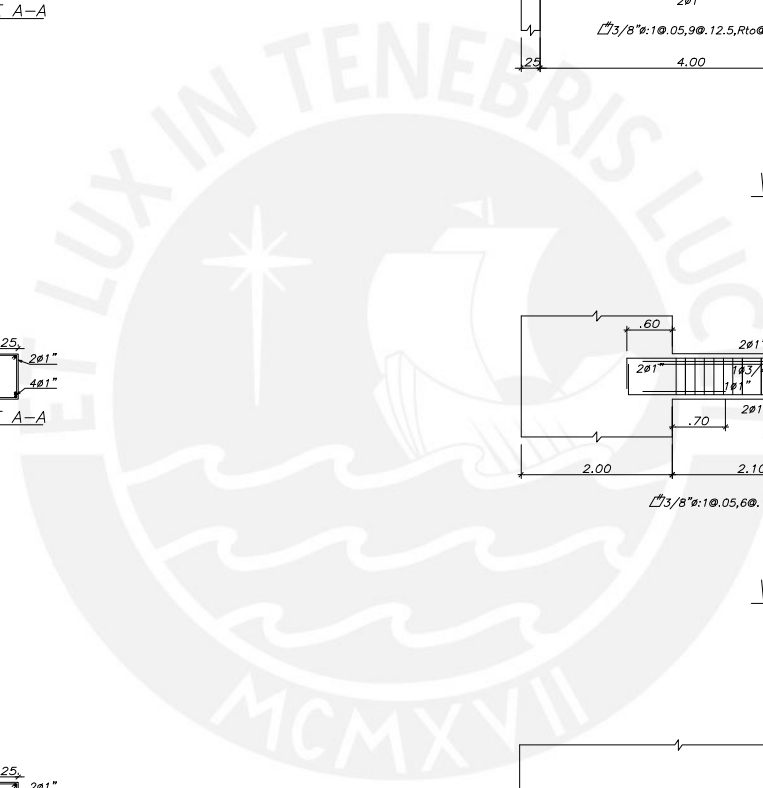
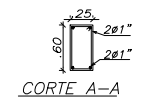
VIGA EJE 07 (.25X.60)



VIGA EJE 04 (.25X.60)

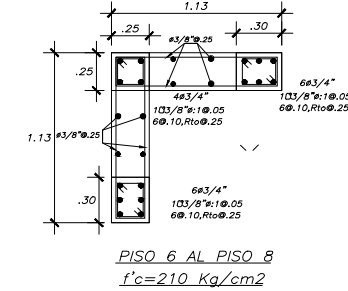
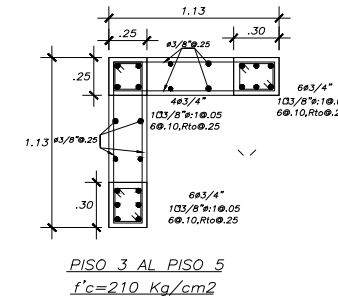
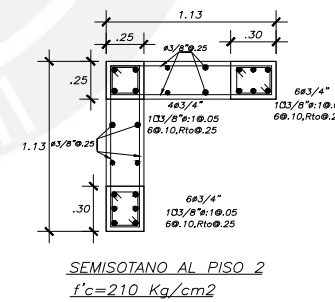
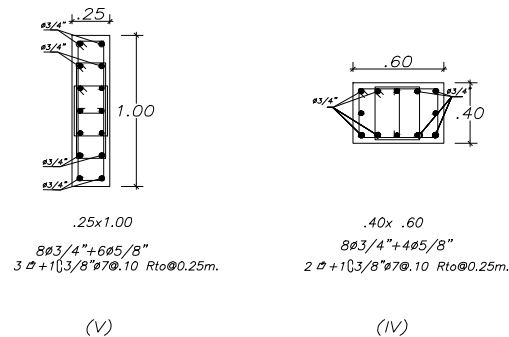
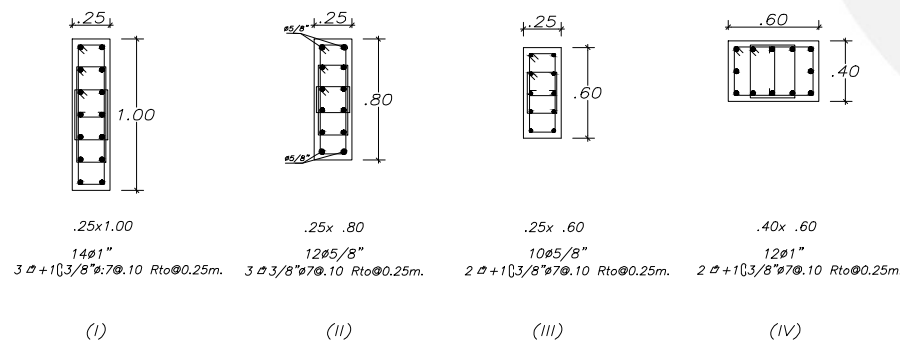
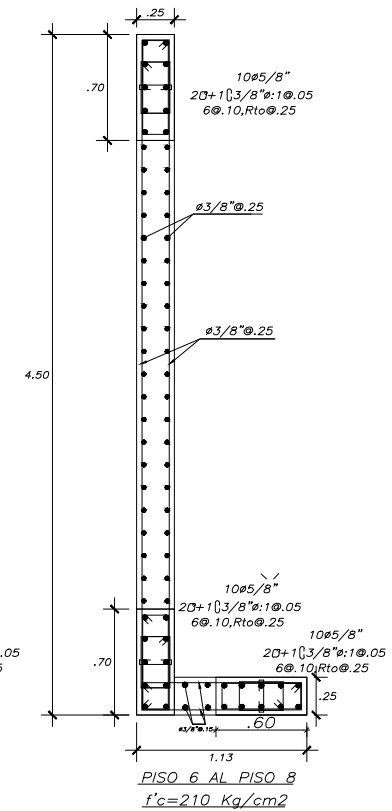
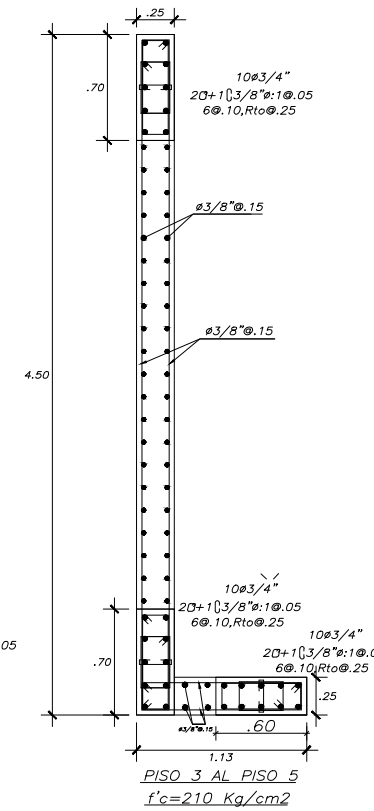
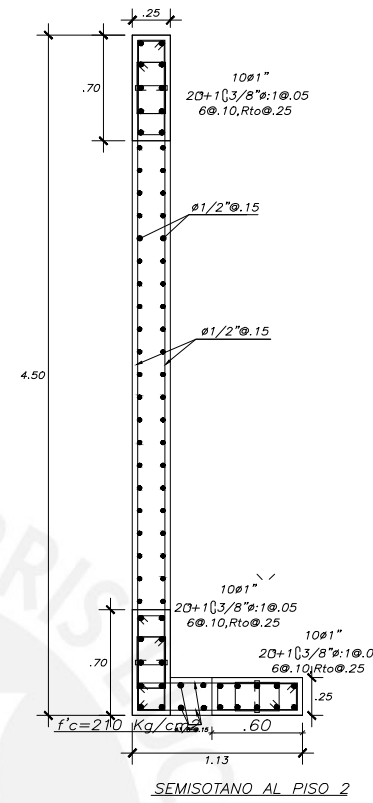


VIGA EJE 08 (.25X.60)

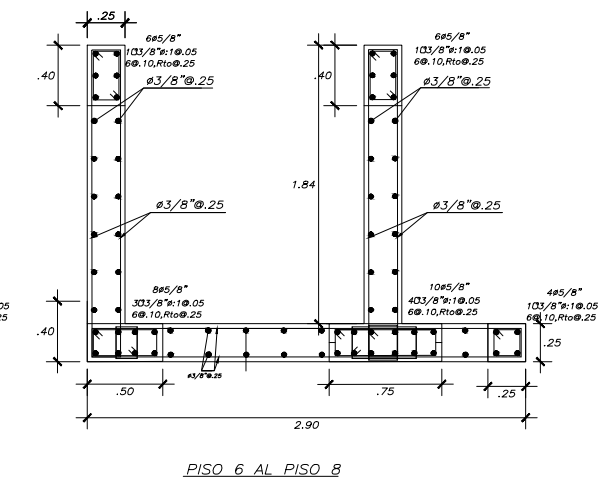
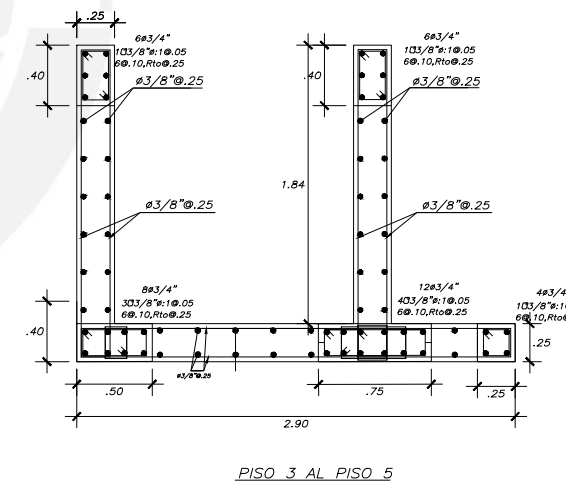
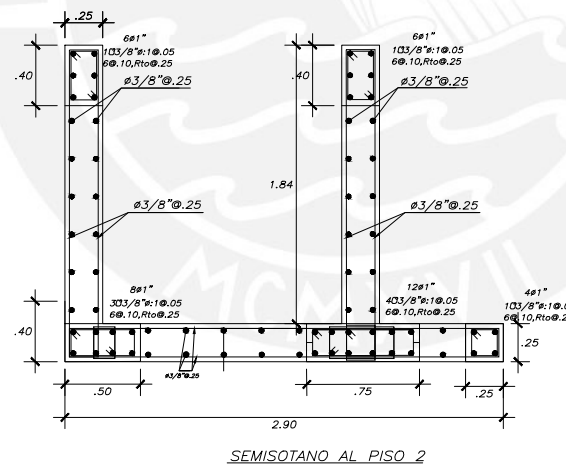
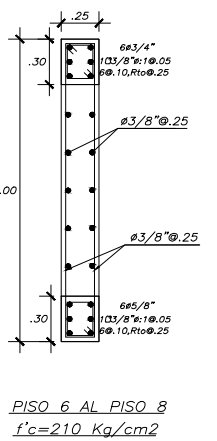
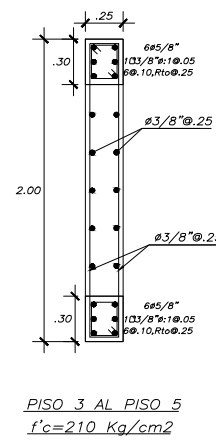
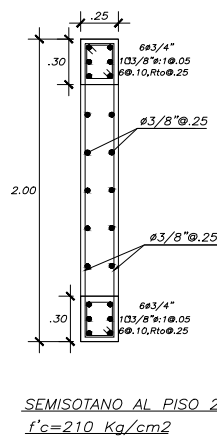
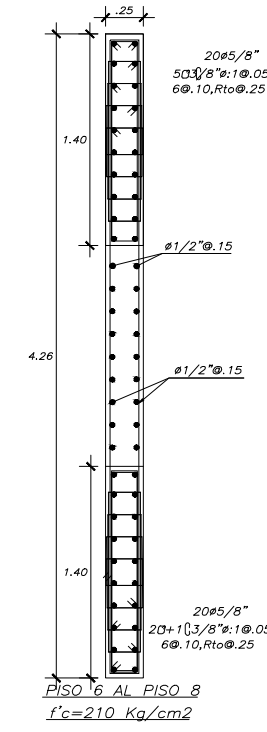
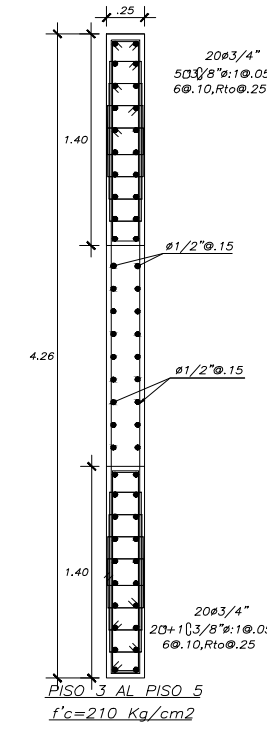
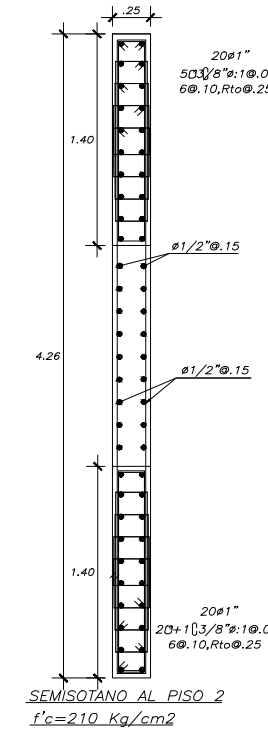
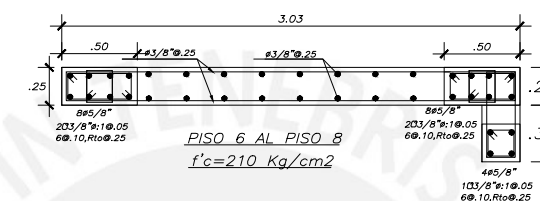
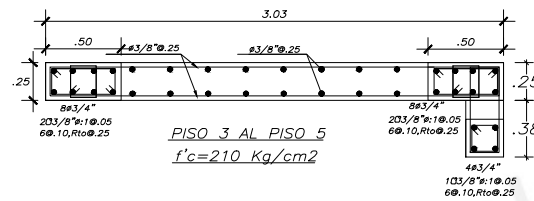
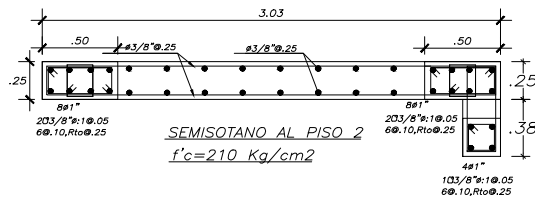
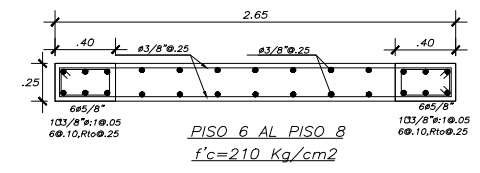
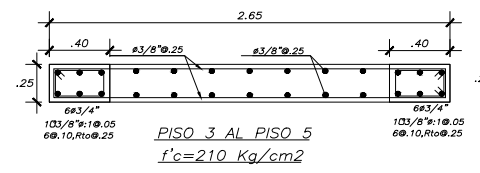
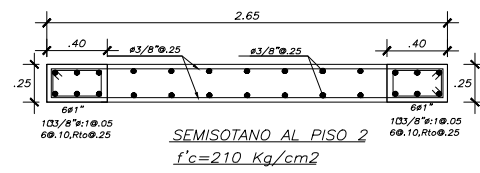


ESTRUCTURAS				
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS			PROYECTO N° 1	
PLANO : VIGAS DE PISO TIPICO			FECHA FEB. 2023	
ASESOR ING. MEJÍA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/50	E-07

COLUMNAS PISOS	COL-01	COL-02	COL-03	COL-04
SEMISÓTANO	.25x1.00 14#1" 3 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (I)	.25x .80 12#5/8" 3 ϕ +3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (II)	.25x .60 10#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (III)	.40x .60 12#1" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (IV)
1° PISO	.25x1.00 14#1" 3 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (I)	.25x .80 12#5/8" 3 ϕ +3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (II)	.25x .60 10#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (III)	.40x .60 12#1" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (IV)
2° PISO	.25x1.00 14#1" 3 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (I)	.25x .80 12#5/8" 3 ϕ +3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (II)	.25x .60 10#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (III)	.40x .60 12#1" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (IV)
3° PISO	.25x1.00 14#3/4" 3 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (I)	.25x .80 12#5/8" 3 ϕ +3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (II)	.25x .60 10#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (III)	.40x .60 12#3/4" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (IV)
4° PISO	.25x1.00 8#3/4"+6#5/8" 3 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (V)	.25x .80 12#5/8" 3 ϕ +3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (II)	.25x .60 10#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (III)	.40x .60 8#3/4"+4#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (VI)
5° PISO	.25x1.00 8#3/4"+6#5/8" 3 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (V)	.25x .80 12#5/8" 3 ϕ +3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (II)	.25x .60 10#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (III)	.40x .60 8#3/4"+4#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (VI)
6° PISO	.25x1.00 14#5/8" 3 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (I)	.25x .80 12#5/8" 3 ϕ +3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (II)	.25x .60 10#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (III)	.40x .60 12#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (IV)
7° PISO	.25x1.00 14#5/8" 3 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (I)	.25x .80 12#5/8" 3 ϕ +3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (II)	.25x .60 10#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (III)	.40x .60 12#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (IV)
8° PISO	.25x1.00 14#5/8" 3 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (I)	.25x .80 12#5/8" 3 ϕ +3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (II)	.25x .60 10#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (III)	.40x .60 12#5/8" 2 ϕ +1[.3/8" ϕ 7@.10 Rto@0.25m. (IV)

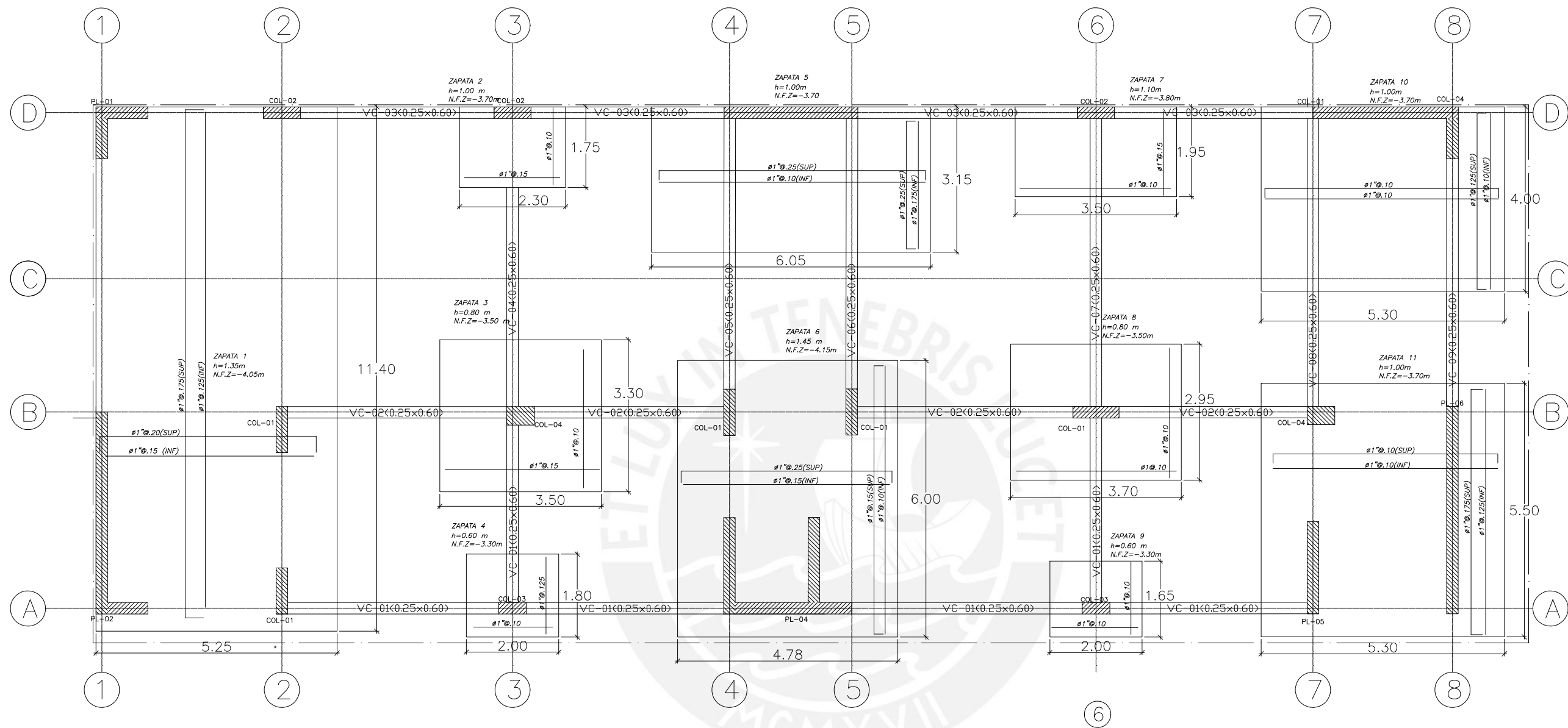


ESTRUCTURAS			
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS		PROYECTO N° 1	
PLANO : CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS		FECHA FEB. 2023	
ASESOR ING. MEJIA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/100
			E-08



ESTRUCTURAS

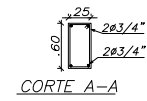
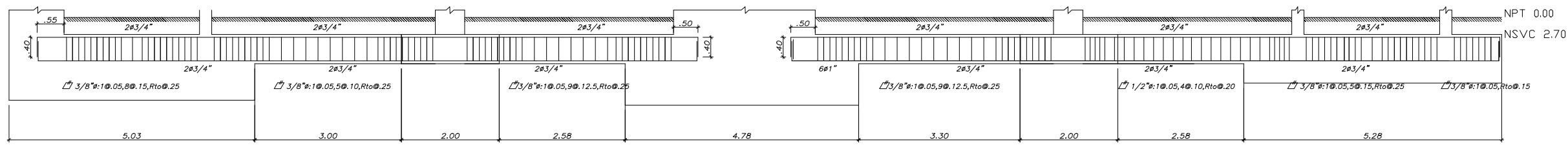
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS		PROYECTO N° 1
PLANO : CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS		FECHA FEB. 2023
ASESOR ING. MEJIA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO ESCALA 1/100
		E-09



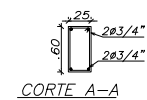
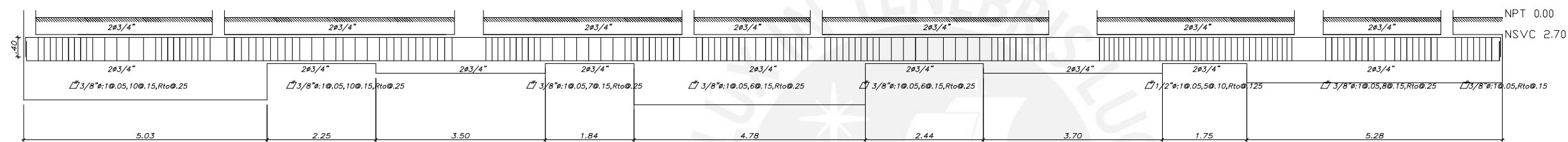
----- LIMITE DE PROPIEDAD



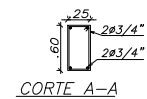
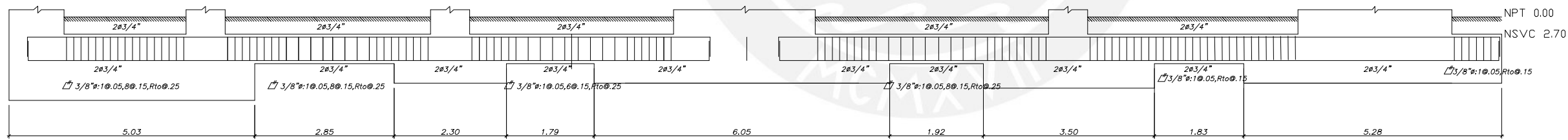
ESTRUCTURAS				
PROYECTO :		EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS		PROYECTO N°
				1
PLANO :		PLANTA DE CIMENTACIONES		FECHA
				FEB. 2023
ASESOR	DISEÑO	DIBUJO	ESCALA	E-10
ING. MEJÍA	CHURA, SAIRE		1/100	



VIGA DE CIMENTACIÓN EJE A



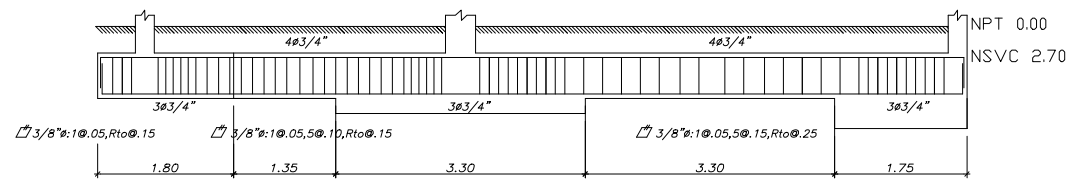
VIGA DE CIMENTACIÓN EJE B



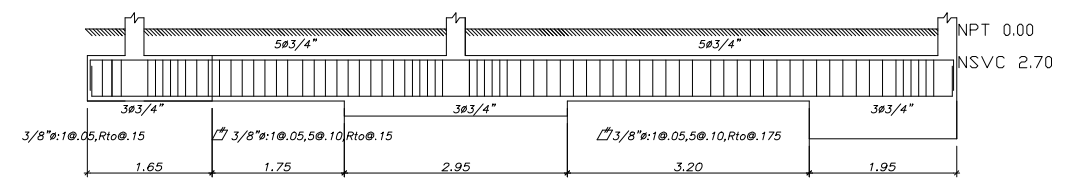
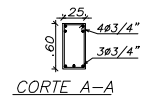
VIGA DE CIMENTACIÓN EJE D



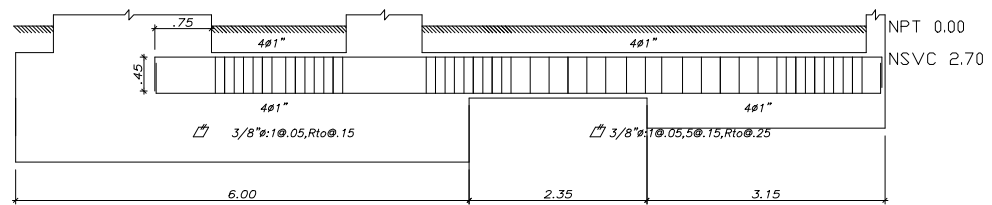
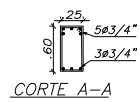
ESTRUCTURAS				
PROYECTO :		EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS		PROYECTO N° 1
PLANO :		VIGAS DE CIMENTACION		FECHA FEB 2023
ASESOR ING. MEJIA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/50	E-11



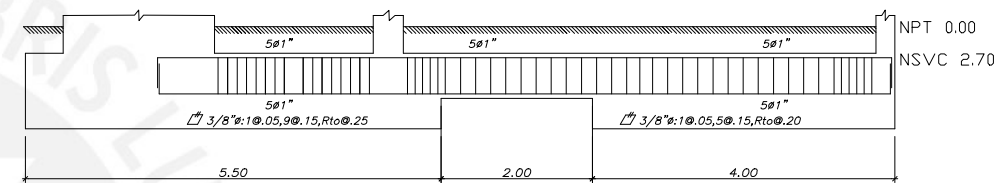
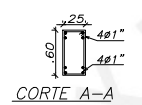
VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 03



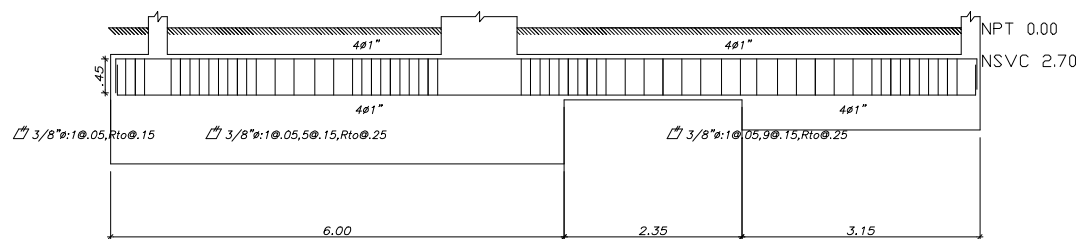
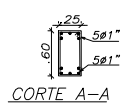
VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 06



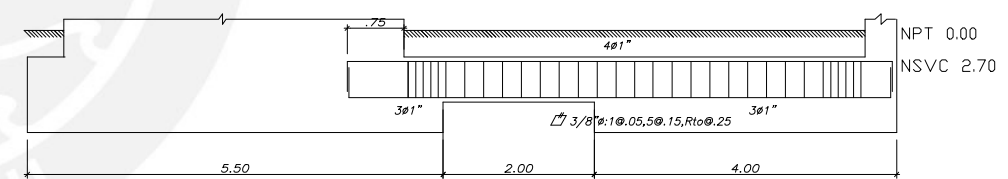
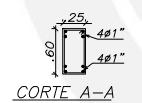
VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 04



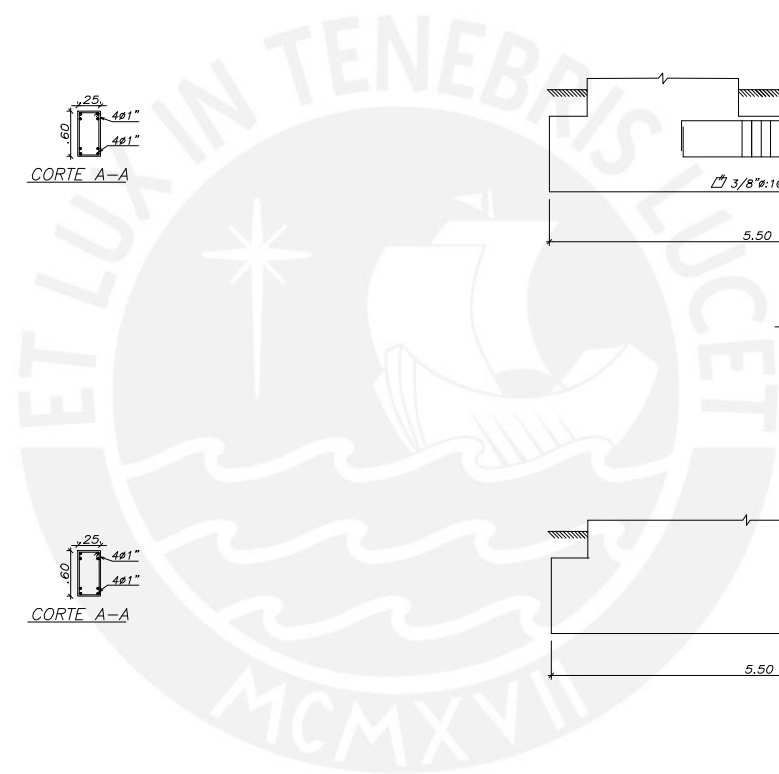
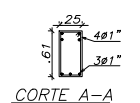
VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 07



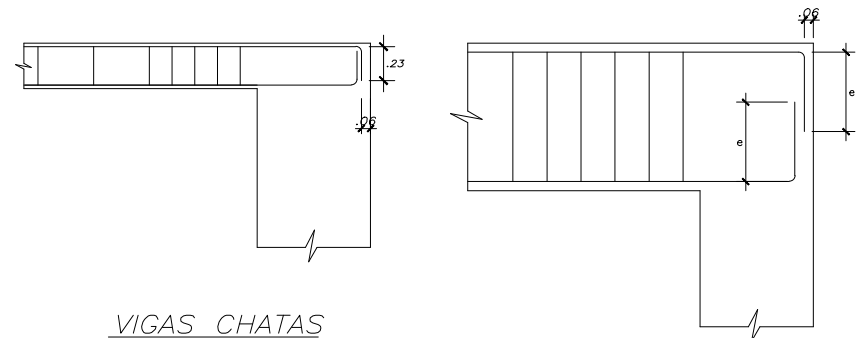
VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 05



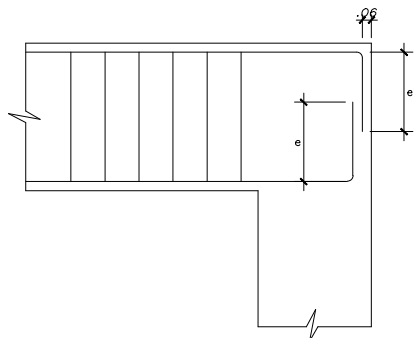
VIGA DE CIMENTACIÓN EJE 08



ESTRUCTURAS				
PROYECTO :		EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS	PROYECTO N° 1	
PLANO :		VIGAS DE CIMENTACION	FECHA FEB. 2023	
ASESOR ING. MEJIA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/50	E-12



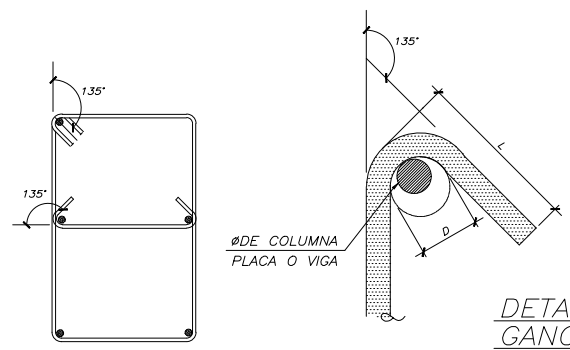
VIGAS CHATAS



VIGAS TÍPICAS h=0.50m

ϕ	d(cm)	e(cm)=16d
$\phi 1/2"$	1.27	21
$\phi 5/8"$	1.59	26
$\phi 3/4"$	1.91	31
$\phi 1"$	2.54	41

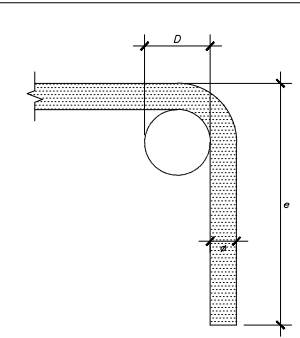
DETALLES ANCLAJES DE VIGAS – GANCHO ESTÁNDAR



DETALLE DEL GANCHO

ϕ	d(mm)	D(mm)=4d	L(mm)
$\phi 6mm$	6.0	24	93
$\phi 1/4"$	6.4	26	95
$\phi 8mm$	8.0	32	100
$\phi 3/8"$	9.5	38	105
$\phi 1/2"$	12.7	51	115

DETALLE DE GANCHOS EN ESTRIBOS DE COLUMNAS, Y VIGAS



DIÁMETROS DE DOBLADO.

ϕ	d(cm)	e(cm)=6d
$\phi 1/2"$	1.27	7.7
$\phi 5/8"$	1.59	9.6
$\phi 3/4"$	1.91	11.5
$\phi 1"$	2.54	15.3

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIONES	
PROFESIONAL RESPONSABLE:	IVAN LIENDO VARGAS
TIPO DE CIMENTACION:	ZAPATAS ASILADAS-ZAPATAS COMBINADAS
ESTRATO DE APOYO:	ARCILLA LIGERA DE BAJA PLASTICIDAD
PROFUNDIDAD DE LA NAPA FREATICA:	NO SE PRESENTO PRESENCIA DE NIVEL FREATICO
PARAMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACION	
PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION:	2.7M
PRESION ADMISIBLE:	2.7 KC/CM2
ASENTAMIENTO DIFERENCIAL MAXIMO TOLERABLE:	2.54 CM
AGRESIVIDAD DEL SUELOS A LA CIMENTACION:	NINGUNDA
PROBLEMAS ESPECIALES A LA CIMENTACION	
LICUACION:	NINGUNO
COLAPSO:	NINGUNO
EXPANSION:	NINGUNO
INDICACIONES ADICIONALES:	NINGUNA

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:	
XX MUROS ESTRUCTURALES	
YY MUROS ESTRUCTURALES	
PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA Ó EL ESPECTRO DE DISEÑO	
FACTOR DE ZONA (ZONA 2)	Z=0.25
FACTOR DE SUELO (TIPO S2, ZONA 2)	S=1.05 TP=0.60s, TL=2.00s
FACTOR DE USO (CATEGORÍA C)	U=1.0
COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN SISMICA (Ro)	
RoXX = 6.0 (MUROS ESTRUCTURALES)	
RoYY = 6.0 (MUROS ESTRUCTURALES)	
REGULARIDAD ESTRUCTURAL	
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA Ia = 0.75	
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA Ip = 0.75	
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SISMICAS (R=Ro.Ia.Ip)	
RXX = 3.375	
RYY = 3.375	
MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS	
DIR. XX	
DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 2.95 cm.	
DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 1.25 cm.	
MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0053 < 0.00700	
DIR. YY	
DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 2.21 cm.	
DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 0.93 cm.	
MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0039 < 0.00700	

ESPECIFICACIONES GENERALES

1. ESTOS PLANOS DEBEN SER LEIDOS CON TODOS LOS PLANOS DE LAS DISTINTAS ESPECIALIDADES.
2. ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS CUALQUIER DISCREPANCIA EN LOS PLANOS DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
3. LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NO DEBEN SER OBTENIDOS POR MEDICIÓN DIRECTA DE ESTOS PLANOS.
4. LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
5. DURANTE LAS OBRAS, EL CONTRATISTA DEBE SER RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y DEBERÁ CONSULTAR PREVIAMENTE LAS ESPECIFICACIONES DE CADA MATERIAL.
6. LOS MATERIALES Y MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LAS EDICIONES VIGENTES DE LAS NORMAS PERUANAS.

CONCRETO ARMADO

CEMENTO:
CEMENTO TIPO I

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
f'c min = 210 Kg/cm2

ACERO DE REFUERZO
FIERRO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2

RECUBRIMIENTOS

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE BORDE DE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO) A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES, SERÁN LOS SIGUIENTES:

ZAPATAS	8 cm.
PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS	4 cm.
VIGAS CHATAS	2.5 cm.
LOSAS MACIZAS Y ALIGERADAS	2 cm.

RELACIÓN DE PLANOS

1 de 9	DETALLES GENERALES
2 de 9	CIMENTACIÓN
3 de 9	COLUMNAS Y DETALLES
4 de 9	PLACAS (1 DE 2)
5 de 9	PLACAS (2 DE 2), ESCALERA Y CISTERNA
6 de 9	TECHO DE PISO TÍPICO
7 de 9	TECHO DEL ÚLTIMO PISO
8 de 9	VIGAS (1 DE 2)
9 de 9	VIGAS (2 DE 2)



ESTRUCTURAS				
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS			PROYECTO N° 1	
PLANO : ESPECIFICACIONES Y DETALLES ESTRUCTURALES			FECHA FEB. 2023	
ASESOR ING. MEJIA	DISEÑO CHURA, SAIRE	DIBUJO	ESCALA 1/50	E-14