

PONTIFICA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
ARMADO DE 6 PISOS SIN SÓTANOS DESTINADO A OFICINAS EN
EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR”**

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

AUTOR:

Rodrigo Alonso Medina Sinche

ASESOR:

Jonathan Edward Soto Oblea

Lima, febrero 2020

RESUMEN

La presente tesis muestra el desarrollo de los diseños estructurales de los elementos de un edificio de oficinas. El terreno, donde se edificara el proyecto, está localizado en el distrito de Magdalena del Mar. La cimentación del proyecto está sobre una base de suelo gravoso de esfuerzo admisible de 40 ton/m². La edificación tiene seis niveles destinado a oficinas con un área de techado de 545 m².

El proyecto está conformado por el sistema estructural de muros, ya que el uso muros mejora la rigidez lateral. Para el techado se ha usado losas aligeradas por su resistencia y facilidad de armado. Asimismo, losas macizas para facilitar el pase de tuberías en los baños. Por otro lado, la cimentación perimetral se ha optado por zapatas excéntricas con viga de cimentación y al interior del edificio por zapatas aisladas.

Se ha desarrollado el análisis sísmico acorde a lo establecido a la Norma E030 (2018) utilizando un modelo computacional del software ETABS-2016 y se ha verificado que se cumpla los desplazamientos laterales de entrepiso exigidos.

Los cálculos estructurales se basaron bajo los lineamientos del diseño por resistencia para que resistan las solicitaciones impuestas en la estructura. Asimismo, se ha verificado que los elementos cumplan los requisitos mínimos de la Norma E060 para establecer un buen comportamiento.

Tabla de contenido

RESUMEN.....	i
LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABLAS	vii
CAPÍTULO 1: DEFINICIONES GENERALES.....	1
1.1. Objetivos.....	1
1.2. Especificaciones del Proyecto	1
1.3. Normas de Estructuras	4
1.4. Propiedades de los componentes	4
1.5. Metodología de Diseño.....	5
1.6. Cargas aplicadas al modelo.....	5
CAPÍTULO 2: PREDIMENSIONAMIENTO	7
2.1. Estructuración de elementos estructurales.....	7
2.2. Predimensionamiento de componentes estructurales.....	7
CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS	10
3.1. Generalidades	10
3.2. Metrado de componentes estructurales.....	10
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO	17
4.1. Parámetros del análisis sísmico	17
4.2. Peso sísmico.....	18
4.3. Centro de masa y centro de rigidez.....	19
4.4. Evaluación de irregularidades.....	20
4.5. Modelo computacional	23
4.6. Espectro de diseño	23
4.7. Modos de vibración	24
4.8. Verificación de las derivas de entrepiso	26
4.9. Fuerza cortante basal	27
4.10. Junta de separación	27
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	29

5.1	Solicitaciones actuantes	29
5.2	Diseño por flexión	29
5.3	Diseño por cortante.....	30
5.4	Refuerzo por temperatura	30
5.5	Corte de refuerzo	30
5.6	Deflexiones	31
5.7	Caso de losa aligerada.....	31
CAPÍTULO 6: LOSAS MACIZAS		38
6.1	Diseño por flexión	38
6.2	Diseño por cortante.....	38
6.3	Ejemplo de diseño losa maciza.....	38
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS.....		43
7.1.	Diseño por flexión	43
7.2.	Diseño por cortante.....	43
7.3.	Caso de diseño de viga peraltada.....	44
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS		50
8.1.	Diseño por flexocompresión.....	50
8.2.	Diseño por cortante.....	51
8.3.	Caso de diseño de columna.....	52
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE PLACAS.....		57
9.1	Diseño por flexocompresión.....	57
9.2	Diseño por cortante.....	58
9.3	Refuerzo horizontal y vertical.....	58
9.4	Caso de diseño	59
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....		65
10.1	Generalidades de la cimentación	65
10.2	Consideraciones para el diseño de cimentaciones	65
10.3	Combinaciones de diseño de cimentaciones.....	65

10.4	Verificación por cortante	66
10.5	Verificación por punzonamiento	66
10.6	Caso de diseño zapata Z-09	67
10.7	Caso de diseño zapata conectada	71
CAPÍTULO 11: DISEÑO DE ESCALERAS.....		80
11.1	Aspectos generales.....	80
11.2	Caso de diseño escalera	80
CAPÍTULO 12: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES		83
FUENTES CITADAS		85
ANEXOS.....		86



LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Distribución arquitectónica del primer piso	2
Figura 2. Distribución arquitectónica de la planta típica	3
Figura 3. Planteamiento de la estructuración	7
Figura 4. Vigueta típica de losa aligerada	11
Figura 5. Área tributaria de la Viga VT-02	12
Figura 6. Metrado de columna C-03	13
Figura 7. Elevación de la escalera	15
Figura 8. Modelo del edificio en ETABS	23
Figura 9. Espectro elástico de diseño	24
Figura 10. Características geométricas de una losa aligerada. (Harmens, 2002).....	29
Figura 11. Vigueta 1 ubicada desde el 1er al 5to piso	31
Figura 12. Momentos últimos de la vigueta 01 (tn.m)	32
Figura 13. Fuerza cortante última de la vigueta 01 (tn).....	32
Figura 14. Momentos por carga muerta (ton-m)	34
Figura 15. Momento por carga viva (ton-m)	34
Figura 16. Detallado del refuerzo para la vigueta 01	37
Figura 17. Losa maciza del edificio	39
Figura 18. Distribución de momentos últimos en M-11 (ton.m)	40
Figura 19. Distribución de momentos últimos en M-22 (ton.m)	40
Figura 20. Presentación del acero adicional para la losa maciza de doble malla de $1\Phi 3/8@20$ cm	42
Figura 21. Fuerza cortante de diseño en vigas. (Norma E060, 2016).....	44
Figura 22: Presentación de la VT-03 (0.30x0.60m)	44
Figura 23: Diagrama de Momento (1.4CM+1.7CV).....	45
Figura 24: Diagrama de Momento (Envolvente).....	45
Figura 25: Diagrama de fuerza cortante de la viga VT-03 (1.4CM+1.7CV).....	45
Figura 26: Diagrama de fuerza cortante (Envolvente)	45

Figura 27: Desarrollo del refuerzo de la viga VT-03	49
Figura 28. Diagrama de interacción de una sección rectangular con refuerzo simétrico (Harmsen, 2002)	50
Figura 29. Cortante de diseño en columnas. (Norma E060, 2016).....	51
Figura 30. Vista en planta de la columna C-03	52
Figura 31. Sección de la columna C-03.....	54
Figura 32. Verificación por flexocompresión en eje X-X con los puntos (Pu, Mu).....	55
Figura 33. Elementos de borde (Norma E060, 2016).....	57
Figura 34. Vista en planta del muro PL-06 de dimensiones 10.85x0.20m.....	59
Figura 35. Diagrama de iteración en el eje X-X.....	62
Figura 36. Sección crítica para el diseño del corte por flexión. (Harmsen, 2002).....	66
Figura 37. Sección crítica para el diseño del corte por punzonamiento. (Harmsen, 2002)	67
Figura 38. Zapata Z-09 de la columna C-04.....	67
Figura 39. Distribución del refuerzo de la zapata.....	71
Figura 40. Vista en planta de zapata conectada.....	72
Figura 41. Distribución de Esfuerzos producto de las cargas de CM+CV	74
Figura 42. Esfuerzos máximos por la combinación CM-0.7EX en Safe 2016.....	75
Figura 43. Esfuerzos máximos por la combinación CM+0.7EY en Safe 2016	76
Figura 44. Presentación de la zapata conectada en vista en planta.....	78
Figura 45. Corte longitudinal de la VC-07.....	79
Figura 46. Geometría de la VC-07	79
Figura 47. Vista en planta de la escalera del primer piso	80
Figura 48. Momento máximo de la escalera del nivel 1.....	81
Figura 49. Diagrama fuerza cortante del tramo de la escalera del primer piso	82
Figura 50. Presentación de las barras de refuerzo del tramo de la escalera del primer piso.....	82

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Factores de reducción (Norma E060, 2016).....	5
Tabla 2: Carga Muerta.....	6
Tabla 3: Sobrecarga.....	6
Tabla 4. Espesores de losas aligeradas (Blanco, 1997)	8
Tabla 5. Espesores de losas macizas (Blanco, 1997)	8
Tabla 6. Dimensiones típicas de vigas (Blanco, 1997).....	8
Tabla 7. Dimensiones de las columnas.....	9
Tabla 8. Carga Muerta.....	10
Tabla 9. Carga Viva	10
Tabla 10. Cargas en vigueta de losa	11
Tabla 11. Metrado de losa maciza de archivos.....	12
Tabla 12. Metrado de carga de viga V-02	13
Tabla 13. Sobrecargas reducidas	14
Tabla 14. Carga muerta en la columna.....	14
Tabla 15. Combinación de diseño CM y CV	15
Tabla 16. Datos geométricos de la escalera.....	15
Tabla 17. Metrado de cargas	16
Tabla 18. Factores de zona “Z” (Norma E030, 2018)	17
Tabla 19: Resumen de los parámetros sísmicos	18
Tabla 20: Peso del edificio por área techada	19
Tabla 21 : Centro de Masa sin excentricidad accidental del centro de rigidez.....	19
Tabla 22: Centro de Masa con excentricidad adicional del centro de rigidez	20
Tabla 23. Verificación por irregularidad por piso blando en el eje X	20
Tabla 24. Verificación por irregularidad por piso blando en el eje Y	21
Tabla 25. Verificación de irregularidad de masa.....	21
Tabla 26. Comprobación de la irregularidad torsional del eje X.....	22

Tabla 27. Comprobación de la irregularidad torsional del eje Y	22
Tabla 28. Análisis modal en la dirección X	25
Tabla 29: Análisis modal en la dirección Y	25
Tabla 30. Verificación de derivas en el eje X	26
Tabla 31. Verificación de derivas en el eje Y	26
Tabla 32. Fuerza cortante de entrepiso del análisis sísmico.....	27
Tabla 33. Amplificación de la cortante de sismo	27
Tabla 34. Junta Sísmica.....	28
Tabla 35. Cuantía mínima de losa (Norma E060, 2016)	30
Tabla 36. Deflexiones máximas admisibles (Norma E060, 2016)	31
Tabla 37. Metrado de cargas para la vigueta.....	32
Tabla 38. Capacidad a flexión de tramos de la vigueta 01	33
Tabla 39. Verificación de ensanche de la vigueta 01	33
Tabla 40: Comparación entre las deflexiones calculadas con los límites de la Norma E060.....	36
Tabla 41: Metrado de cargas en la losa maciza.....	38
Tabla 42. Acero en la losa para el eje X.....	41
Tabla 43: Acero requerido y acero colocado en la viga VT-03.....	46
Tabla 44: Metrado en la viga VT-03	46
Tabla 45: Calculo del Vu de diseño de acuerdo al artículo 21 del E060 de la viga VT-03.....	47
Tabla 46: Calculo del Vu de diseño de acuerdo al artículo 21 del E060 de la viga VT-03.....	47
Tabla 47: Control de fisuración en la viga VT-03.....	48
Tabla 48: Cargas actuantes en columna C-03 del primer nivel.....	53
Tabla 49: Metrado de la columna C-03.....	53
Tabla 50: Combinaciones de cargas para ambos direcciones.....	54
Tabla 51: Metrado de cargas en la placa PL-06	59
Tabla 52: Cargas actuantes para cada nivel del edificio obtenidos del ETABS.....	61
Tabla 53: Combinaciones de carga en el primer piso de la Placa PL-06.....	62
Tabla 54: Combinaciones para esfuerzos admisibles (Norma E020, 2006).....	66

Tabla 55: Fuerzas en la base de la columna C-04	68
Tabla 56: Combinaciones de servicio de la columna C-04	69
Tabla 57: Esfuerzos en la zapata de la columna C-05	69
Tabla 58: Fuerzas en la placa PL-03	72
Tabla 59: Cargas en servicio del muro PL-03	73
Tabla 60: Esfuerzos en la zapata de la Placa PL-6	73
Tabla 61: Acero de refuerzo en la escalera del primer piso	81



CAPÍTULO 1: DEFINICIONES GENERALES

1.1. Objetivos

El presente trabajo tiene por objetivo el diseño de un edificio de 6 niveles sin sótanos abocado a oficinas cumpliendo con los requerimientos y lineamientos establecidos en el R.N.E. Se estableció cinco objetivos específicos para alcanzar lo planteado anteriormente.

- Se desarrollará la estructuración y posterior predimensionamiento del edificio en base en los planos arquitectónicos.
- Se modelará el edificio en ETABS y se asignará las cargas en base a la Norma E020.
- Se realizará el análisis sísmico en concordancia a lo establecido en la Norma E030.
- Se diseñará los componentes de concreto armado del edificio bajo las metodologías de diseño y especificaciones técnicas de la Norma E060.
- Se dibujará los planos de estructuras.

1.2. Especificaciones del Proyecto

El edificio de oficinas comprende 6 niveles sin sótanos con un área total de 545 m². El primer nivel se encuentra el ingreso, recepción y la playa de estacionamiento. Los siguientes niveles del edificio están designado al uso de oficinas y cuentan con servicios higiénicos de uso compartido para ambas oficinas del mismo nivel. Asimismo, se tiene una distribución típica de áreas libres para ubicar las oficinas, sala de reuniones conforme disponga el cliente. La escalera de evacuación parte del primer nivel hasta la azotea del edificio. Se considerará las siguientes alturas de entrepiso:

- Primer nivel una altura de entrepiso de 4.0m
- Niveles típicos una altura de entrepiso de 3.2m

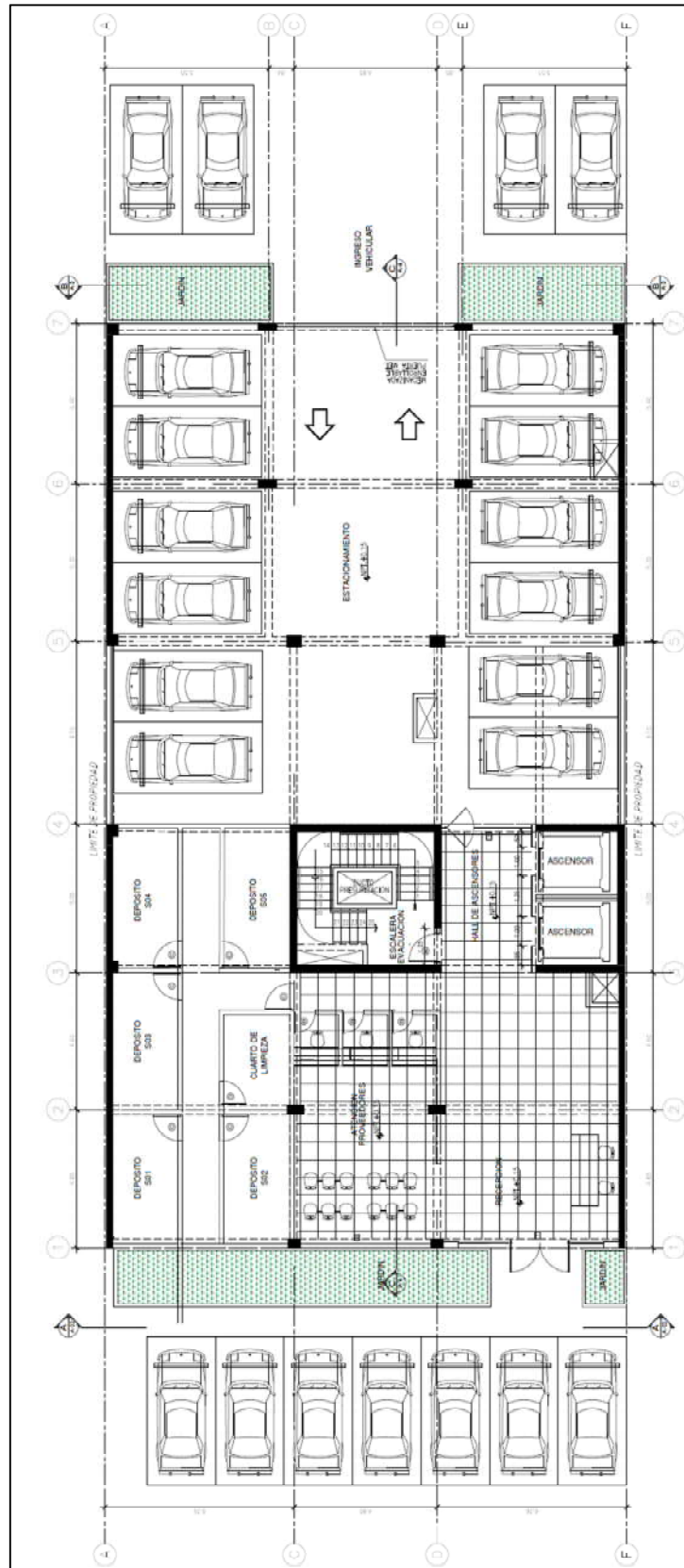


Figura 1. Distribución arquitectónica del primer piso

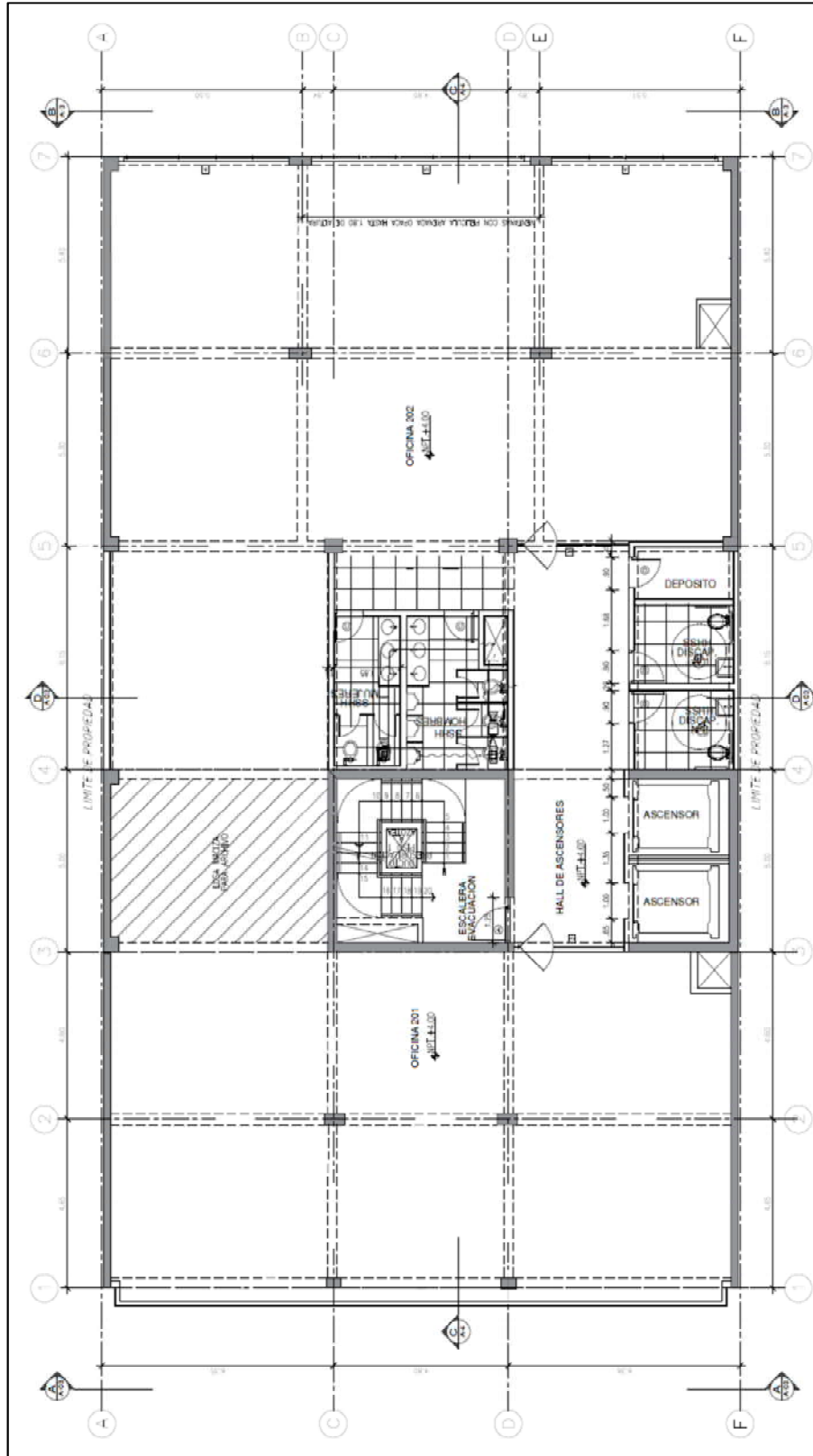


Figura 2. Distribución arquitectónica de la planta típica

1.3. Normas de Estructuras

El proyecto sigue los criterios de la normativa peruana vigente. A continuación, se especifica las normas peruanas de estructuras:

- E.020: “Cargas” (2006)
- E.030: “Diseño Sismo Resistente” (2018)
- E.050: “Suelos y Cimentaciones” (2018)
- E.060: “Concreto Armado” (2009)

1.4. Propiedades de los componentes

Las características mecánicas de los componentes son los siguientes:

Concreto:

- Resistencia a la compresión: $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la tracción $f_r = 29 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico $\delta =2.40 \text{ ton/m}^3$

Barras de refuerzo (Gr60)

- Límite de Fluencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad $E_s=2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Condiciones de la cimentación

- Profundidad de cimentación $D_f= 1.50 \text{ m}$
- Peso específico $\delta =2.40 \text{ ton/m}^3$
- Capacidad portante $q_{adm}=40.00 \text{ ton/m}^2$
- Coeficiente de empuje pasivo y activo $K_p=3.30 \quad K_a =0.30$

1.5. Metodología de Diseño

Según la Norma E060, en el diseño de componentes estructurales se usa la metodología de “Diseño por Resistencia”, el cual establece incrementar las cargas de servicio (R_u) y disminuir la resistencia nominal del elemento (ϕR_n). Es decir, dotar al elemento con suficiente resistencia para soportar las cargas amplificadas. A continuación, se presenta la expresión de la metodología de diseño:

$$\phi R_n \geq C_1 * S_1 + C_2 * S_2 + C_3 * S_3 + \dots + C_n * S_n$$

Los factores de amplificación para el análisis estructural están basados de la Norma E060 que se presenta a continuación:

$$U = 1.4 C.M + 1.7 C.V$$

$$U = 1.25 (C.M + C.V) + C.S$$

$$U = 0.9 C.M + C.S$$

Los factores de reducción para las distintas cargas actuantes se visualizan en la tabla 1:

Tabla 1. Factores de reducción (Norma E060, 2016)

Solicitaciones	Factor (Φ)
Flexión	0.90
Tracción y Tracción Flexión	0.90
Torsión	0.85
Cortante	0.85
Cortante y torsión	0.85
Comprensión y flexocomprension:	0.75
Elementos con espirales	0.70
Elementos con estribos	0.70

1.6. Cargas aplicadas al modelo

Las cargas utilizadas en el diseño y análisis estructural para los componentes de concreto se visualizan en las tablas 2 y 3.

Tabla 2: Carga Muerta

Carga Muerta	
Concreto	2.40 ton/m ³
Losa aligerada	0.30 ton/m ²
Piso Terminado	0.10 ton/m ²
Albañilería	1.80 ton/m ³
Muro cortina	0.05 ton/m ²

Tabla 3: Sobrecarga

Carga Viva	
Sobrecarga (S/c)	0.25 ton/m ²
Tabiquería móvil	0.05 ton/m ²
Sobrecarga escalera	0.40 ton/m ²
Sobrecarga archivos	0.50 ton/m ²
Sobrecarga en azotea	0.10 ton/m ²



CAPÍTULO 2: PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Estructuración de elementos estructurales

La distribución de los componentes estructurales del proyecto se buscó que la planta sea regular y simétrica para mejorar su comportamiento ante sollicitaciones sísmicas.

La distribución de placas perimetrales e interiores proporcionan rigidez lateral al edificio. En la dirección vertical se colocarán columnas y vigas para formar pórticos con los muros. Para el techado del edificio se ha utilizado losas aligeradas y losas macizas que generan un diafragma rígido en cada nivel del edificio.

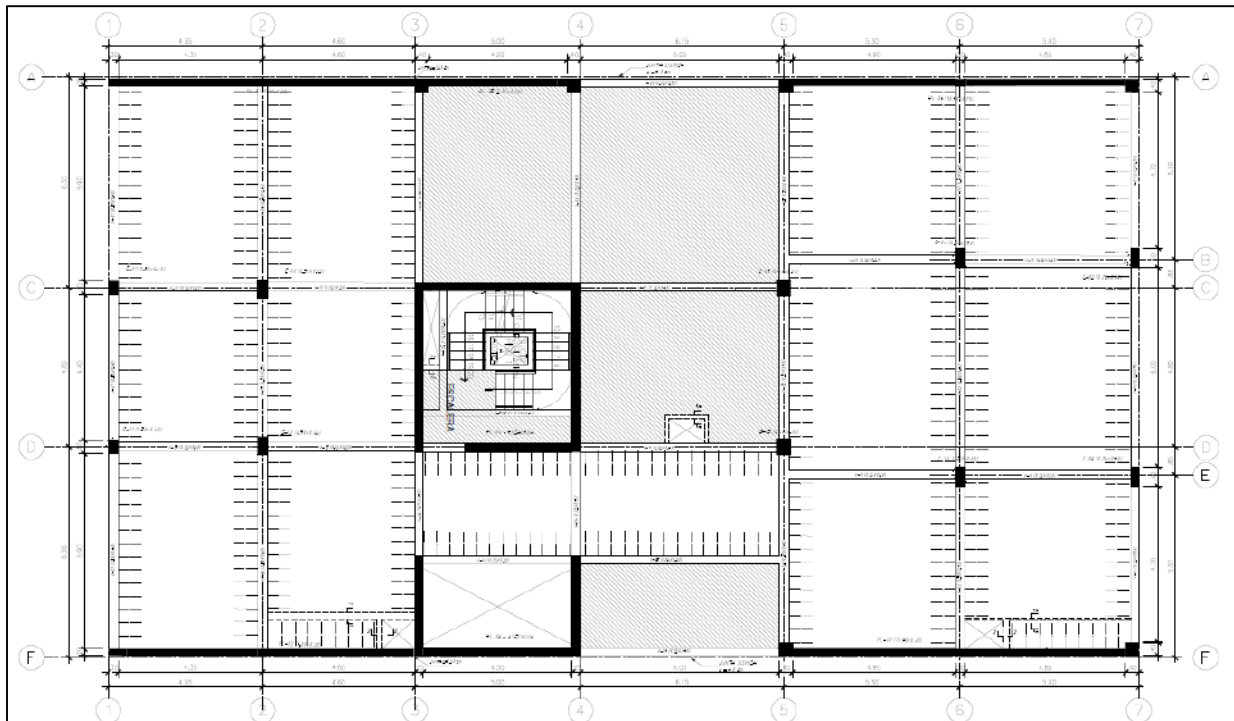


Figura 3. Planteamiento de la estructuración

2.2. Predimensionamiento de componentes estructurales

2.2.1. Losa aligerada

Para determinar las dimensiones de las losas aligeradas, la luz libre entre apoyos juega un rol importante. En la tabla 4, se muestra los espesores recomendados de losa aligerada de acuerdo a la luz libre. La losa aligerada se estableció un espesor de 20 cm, ya que la planta de arquitectura tiene una luz libre entre vigas de 4.35m a 4.85m.

Tabla 4. Espesores de losas aligeradas (Blanco, 1997)

h(cm)	Rango de longitudes de luces (m)
17	$l_n \leq 4$
20	$4.0 \leq l_n \leq 5.5$
25	$5.0 \leq l_n \leq 6.5$
30	$6.0 \leq l_n \leq 7.5$

2.2.2. Losas macizas

El espesor de las losas macizas se determina con la tabla 5 que dan un estimado de espesor de losa de acuerdo a la luz libre entre apoyos. Por el sistema de techado se ha optado por losas macizas de espesor de 20 cm para uniformizar con la losa aligerada.

Tabla 5. Espesores de losas macizas (Blanco, 1997)

h(cm)	Rango de longitudes de luces (m)
12	$l_n \leq 4$
15	$l_n \leq 5.5$
20	$l_n \leq 6.5$
25	$l_n \leq 7.5$

2.2.3. Vigas peraltadas

Para determinar la geometría de la viga se divide en 1/10 a 1/12 la luz libre. La Norma E060 exige que las vigas tengan un ancho mínimo de 25 cm. Por ejemplo, la altura de la viga VT-08 se determina siguiendo las recomendaciones:

$$\text{Peralte (cm)} = \frac{\text{Luz libre}}{10} = \frac{600\text{cm}}{10} = 60.0 \text{ cm}$$

La geometría de la sección de viga está establecida en la tabla 6 para un rango de luz libre entre columnas.

Tabla 6. Dimensiones típicas de vigas (Blanco, 1997)

Longitud de Luces (m)	Dimensiones típicas de las secciones (cm)
$L < 5.5 \text{ m}$	25x50 , 30x50
$L < 6.5 \text{ m}$	25x60 , 30x60 , 40x60
$L < 7.5 \text{ m}$	25x70 , 30x70 , 40x70 , 50x70
$L < 8.5 \text{ m}$	30x75 , 40x75 , 30x80 , 40x80

2.2.4. Columnas

Por la presencia predominante de muros en las dos direcciones hace que las columnas se encuentran sometidas principalmente ante cargas de gravedad. Para calcular las dimensiones geométricas de la sección de la columna se parte del valor del metrado de cargas que llega a su área tributaria.

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

En la tabla 7, se visualiza las dimensiones de las columnas que serán colocadas.

Tabla 7. Dimensiones de las columnas

Columna	Área tributaria (m ²)	Carga servicio (tn/m ²)	P servicio (tn)	Área requerida (cm ²)	Dimensiones asignadas (cm ²)
C-1	2.10mx5.55m = 11.65 m ²	1.00	70	740	30x40
C-2	4.20mx5.55m = 23.31 m ²	1.00	140	1480	30x55
C-3	5.50mx5.55m = 30.53 m ²	1.00	183	1938	40x50
C-4	5.00mx5.55m = 27.75 m ²	1.00	167	1762	30x60
C-5	2.50mx5.55m = 13.88 m ²	1.00	83	881	25x60

2.2.5. Muros de corte

Las dimensiones de muros tienen una alta complejidad. Por ello, se dimensionan controlando los desplazamientos laterales. A mayor número de muros en el edificio, la cortante de sismo es absorbida por estos; y así liberando a las columnas de las cargas de sismo. El espesor del muro utilizado en el edificio es de 20 cm.

CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS

3.1.Generalidades

Los elementos estructurales deben tener la capacidad de poder resistir las cargas que le llegan y luego canalizarlas a otros elementos. La Tabla 8 y Tabla 9 muestran las cargas de gravedad en el edificio basado de la Norma E020.

Tabla 8. Carga Muerta

Material	Carga muerta
Concreto armado	2400 kg/m ³
Losa aligerada e=20cm	300 kg/m ²
Piso terminado	100 kg/m ²
Tabiquería	1800 kg/m ³

Tabla 9. Carga Viva

Ocupación o uso	Carga Viva
S/C - Oficinas	250 kg/m ²
S/C - Azotea	100 kg/m ²
Corredores y escaleras	400 kg/m ²
Sala de archivo	500 kg/m ²

3.2. Metrado de componentes estructurales

3.2.1. Losa aligerada

Las losas son componentes estructurales que reciben cargas de gravedad y trabajan en un solo sentido. Las viguetas de la losa tienen un ancho tributario de 40 cm que se deben asignar las cargas en ese ancho tributario. Se idealiza en el modelo computacional como elementos unidireccionales como simplemente apoyadas en las vigas y empotrados cuando se embuten en las losas macizas.

Se desarrollará el metrado para la vigueta de la figura 4 como ejemplo:

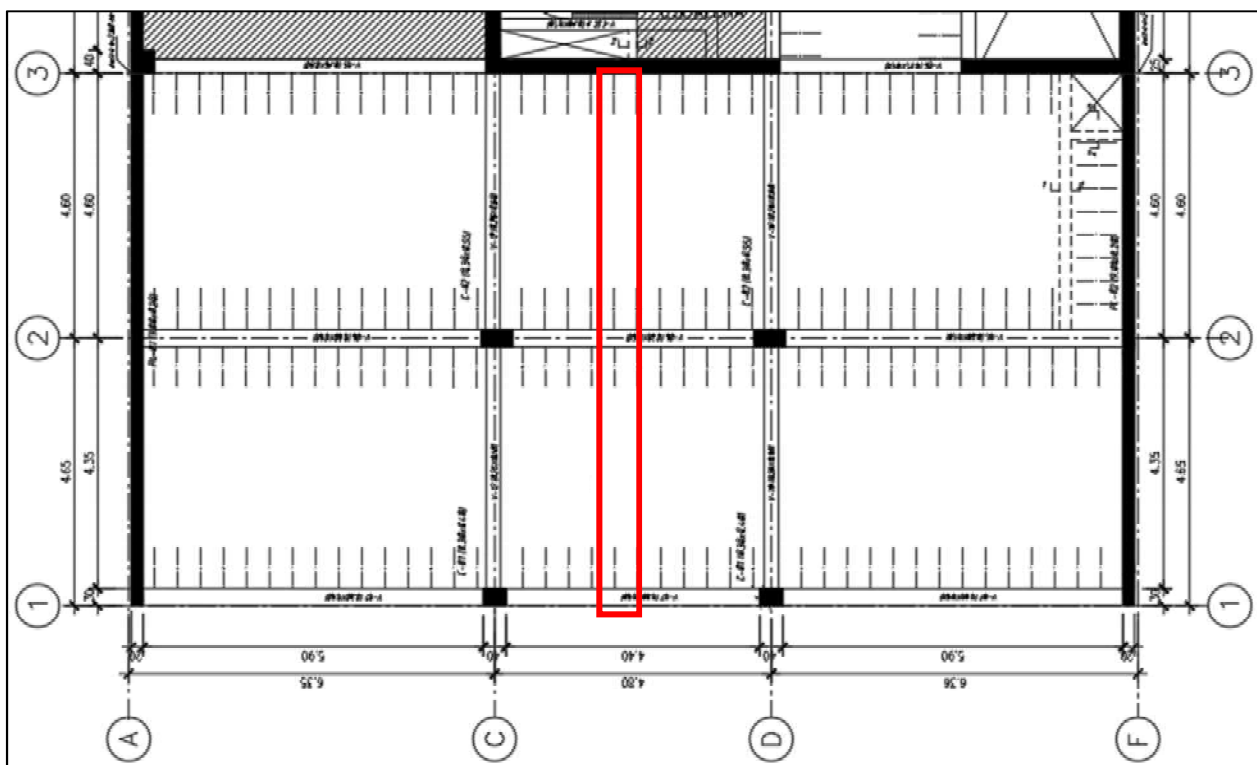


Figura 4. Vigüeta típica de losa aligerada

El metrado de la vigüeta se desarrolla en la tabla 10:

Tabla 10. Cargas en vigüeta de losa

Carga Muerta (D)		
Elemento	Descripción	Peso Parcial
P. Propio del aligerado	0.30 tn/m ² x 0.40 m	0.12 tn/m
P. del piso terminado	0.10 tn/m ² x 0.40 m	0.04 tn/m
	Peso Total =	0.16 tn/m
Carga Viva (L)		
Elemento	Descripción	Peso Parcial
Sobrecarga (S/c)	0.25 tn/m ² x 0.40m	0.10 tn/m
Tabiquería móvil	0.05 tn/m ² x 0.40m	0.02 tn/m
	Peso Total =	0.12 tn/m
Carga última (U)		
CU: 1.4CM+1.7CV	0.16x1.4+0.12x1.7 tn/m	0.43 tn/m

3.2.2. Losa maciza

El metrado de cargas se hará por metro cuadrado por las dimensiones de paños que son menor a 2. Por ello, se realizará el diseño mediante un modelamiento de elementos finitos. La tabla 11, se muestra el metrado para la losa de almacenamiento de archivos.

Tabla 11. Metrado de losa maciza de archivos

Carga muerta (D)		
Elemento	Descripción	Parcial
P. Propio de la losa	2.40 tn/m ³ x 0.20 m	0.48 tn/m
P. del piso terminado	0.10 tn/m ²	0.10 tn/m
	Total	0.16 tn/m
Carga viva (L)		
Elemento	Descripción	Parcial
Sobrecarga (S/c)	0.50 tn/m ²	0.50 tn/m
	Total	0.50 tn/m

3.2.3. Vigas peraltadas

Se desarrolla el metrado de la viga de techo VT-02 de la figura 5 de dimensiones de 0.30mx0.60m.

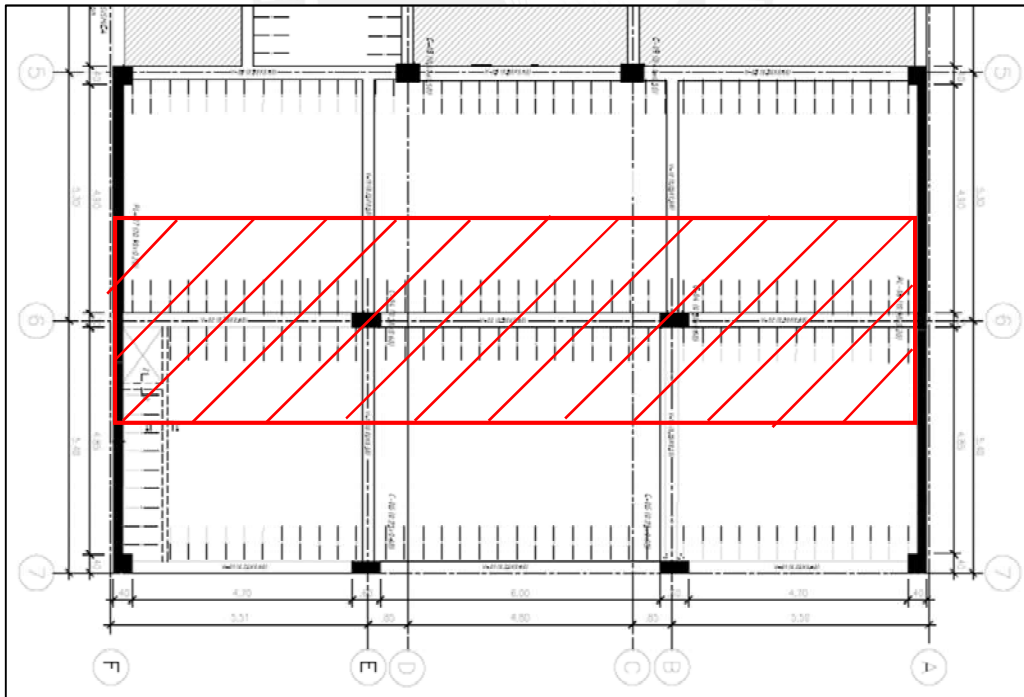


Figura 5. Área tributaria de la Viga VT-02

Se presenta los metrados de cargas para la viga de techo VT-02 (0.30x0.60m) en la tabla 12.

Tabla 12. Metrado de carga de viga V-02

Carga muerta (D)		
Elementos	Descripción	Parcial
Peso del aligerado	$0.30 \text{tn/m}^2 \times (5.00 + 5.00) / 2$	1.50 tn/m
Piso terminado	$0.10 \text{tn/m}^2 \times (5.00 + 5.00) / 2$	0.50 tn/m
P. Propio de la viga	$0.3 \text{m} \times 0.60 \text{m} \times 2.4 \text{tn/m}^3$	0.43 tn/m
	Total	2.43 tn/m
Carga viva (L)		
Elementos	Descripción	Parcial
Sobrecarga (S/c)	$0.25 \text{tn/m}^2 \times (5.3 + 5.3) / 2$	1.33 tn/m
Tabiquería móvil	$0.05 \text{tn/m}^2 \times (5.3 + 5.3) / 2$	0.27 tn/m
	Total	1.60 tn/m

3.2.4. Columna y placa

Los componentes estructurales verticales que soportan las solicitaciones provenientes de vigas y losas. El desarrollo de los metrados de carga de estos elementos es prácticamente idéntico, ya que el concepto es calcular las cargas que estén en el área tributaria y trasladarlo a su centro de gravedad. A modo de ejemplo, se desarrollará el metrado de la columna C-3 (ver Figura 6) de dimensiones de sección de 0.40m x 0.50m.

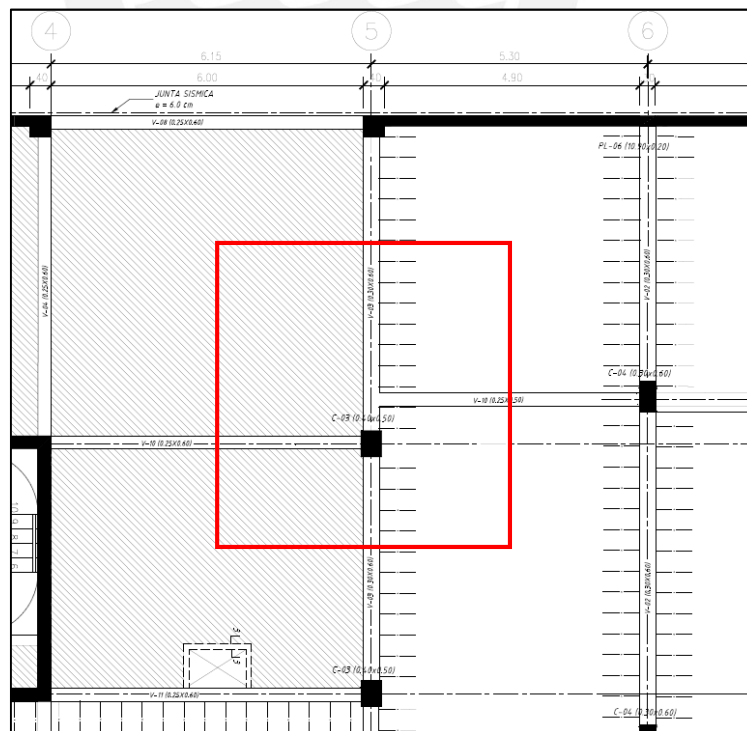


Figura 6. Metrado de columna C-03

De acuerdo a la E020, si el área de influencia de la columna tiene un valor mayor a 40 m², la sobrecarga S/c que influye en el metrado se puede reducir siguiendo la metodología que se presenta a continuación:

$$L_r = L_0 \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

En la tabla 13, se desarrolla el metrado de la sobrecarga y su factor de reducción.

Tabla 13. Sobrecargas reducidas

PISO	Lo (tn/m2)	Ai (m2)	Factor	Lr (tn/m2)
6	100	63.4	0.83	82.6
5	250	63.4	0.83	206.5
4	250	63.4	0.83	206.5
3	250	63.4	0.83	206.5
2	250	63.4	0.83	206.5
1	250	63.4	0.83	206.5

Se resume el metrado de cargas muertas como vigas, losas y tabiquería que se encuentra dentro de su área tributaria.

Tabla 14. Carga muerta en la columna

Carga muerta planta típica			
Descripción		Parcial	
Peso del Aligerado e=20 cm	15.61 m2 x0.30 tn/m2	4.68	tn
Peso de la losa maciza	15.61 m2 x0.48 tn/m2	7.49	tn
Piso terminado	31.60 m2 x0.10 tn/m2	3.16	tn
VT-10 (0.25x0.60)	0.25x0.60x5.95mx2.40 tn/m3	2.14	tn
VT-10 (0.25x0.50)	0.25x0.50x4.90mx2.40 tn/m3	1.47	tn
VT-03 (0.30x0.60)	0.30x0.60x5.0m x2.40 tn/m3	2.16	tn
P. Propio Columna	0.30x0.50x3.2m x2.40 tn/m3	1.44	tn
	∑ Total	22.55	tn

Se desarrolla la combinación última para cada nivel en la tabla 15.

Tabla 15. Combinación de diseño CM y CV

NIVEL	h (m)	At (m ²)	P. Muerta (tn)	P. Viva (tn)	CU = 1.4CM+1.7CV (tn)
6	3	31.9	22.55	2.61	36.43
5	3	31.9	22.55	6.59	43.19
4	3	31.9	22.55	6.59	43.19
3	3	31.9	22.55	6.59	43.19
2	3	31.9	22.55	6.59	43.19
1	4	31.9	22.55	6.59	43.19

3.2.5. Escalera

La escalera consta de diversos elementos tales como los pasos, contrapasos, descansos y garganta. Se muestra un corte del tramo de la escalera en la figura 7.

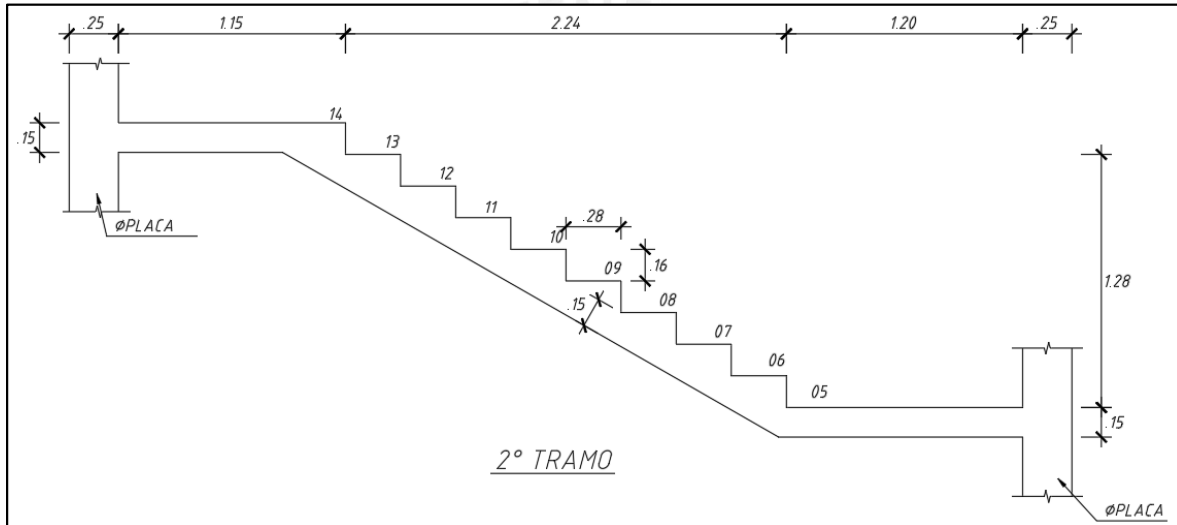


Figura 7. Elevación de la escalera

En la tabla 16, se detalla las dimensiones geométricas de la escalera.

Tabla 16. Datos geométricos de la escalera

Datos geométricos de la escalera	
P: paso (cm)	28
Cp: contrapaso (cm)	16
T: espesor de la garganta (cm)	15
B: ancho del tramo inclinado (m)	1.2

El cálculo de la carga muerta para el tramo inclinado de la escalera se estima de acuerdo a la formula siguiente:

$$W(pp) = \gamma \left[\frac{CP}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{CP}{P}\right)^2} \right]$$

El metrado de escalera se obtiene reemplazando las dimensiones geometría de la escalera en la expresión anterior.

$$W(pp) = 2400 \left[\frac{0.16}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.16}{0.28}\right)^2} \right] = 606.6 \text{ kg/m}^2$$

El resumen de cargas viva y muerta actuante en la escalera se encuentra en la tabla 17:

Tabla 17. Metrado de cargas

Tramo inclinado			Descanso		
Peso Propio	607	kg/m	Peso Propio	360	kg/m
Acabados	100	kg/m	Acabados	100	kg/m
Carga Muerta (CM)	707	kg/m	Carga Muerta (CM)	460	kg/m
Carga Viva (CV)	400	kg/m	Carga Viva (CV)	400	kg/m



CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

4.1. Parámetros del análisis sísmico

Las dimensiones geométricas de la estructura y el estudio geotécnico del proyecto se definen los parámetros sísmicos.

4.1.1. Factor de zona (Z)

El proyecto está localizado en el distrito de Magdalena del Mar. Por ello, el proyecto está en la zona 4 con un factor $Z = 0.45g$.

Tabla 18. Factores de zona "Z" (Norma E030, 2018)

Factores de zona "z"	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

4.1.2. Parámetros de sitio (S)

El estudio geotécnico caracterizó al estrato de apoyo como un suelo gravoso. De acuerdo a la Norma E030 el parámetro S tiene valor de 1.00.

4.1.3. Factor de amplificación sísmica (C)

El parámetro "C" viene influenciado por los periodos del suelo para poder dar forma al espectro dinámico. La Norma E030, especifica las funciones para calcular valor "C" que se presenta a continuación:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$
$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5x\left(\frac{T_p}{T}\right)$$
$$T > T_L \quad C = 2.5x\left(\frac{T_p x T_L}{T^2}\right)$$

4.1.4. Factor de uso (U)

El proyecto está designado al uso de oficinas. Por la clasificación el edificio se encuentra en la categoría “C”. Por ello, tiene un factor de 1.0.

4.1.5. Coeficiente de reducción (R)

La estructuración de los elementos verticales se muestra una distribución de muros de cortes en las dos direcciones de análisis. Se asume que el sistema es de muros estructurales, entonces el valor de R_o es 6.

Se establecen los parámetros sísmicos para realizar el espectro de diseño para las direcciones de análisis “X” y “Y”.

Tabla 19: Resumen de los parámetros sísmicos

Parámetro	XX	YY
Z =	0.45	0.45
U =	1	1
C =	2.5	2.5
S =	1	1
R =	6	6
ZUCS/R =	0.188	0.188

4.2. Peso sísmico

Para el peso sísmico, la Norma E030 menciona que para edificios comunes el peso sísmico viene dado por 100% C.M más el 25% C.V. Para el metrado del peso por cada nivel del edificio se ha considerado todos los elementos horizontales y verticales, y también un 25% de la carga viva. En la tabla 20, se resume el peso por metro cuadrado para cada nivel del edificio.

Tabla 20: Peso del edificio por área techada

Piso	Peso (ton)	Área techada (m ²)	Peso (ton/m ²)
1	482.7	541	0.90
2	462.9	541	0.90
3	462.9	541	0.90
4	462.9	541	0.90
5	462.9	541	0.90
6	306.7	541	0.60
Total	2640.8	3246	0.80

4.3. Centro de masa y centro de rigidez

La tabla 21 se detalla los valores obtenidos del ETABS del centro de masa; y la excentricidad entre el centro de rigidez.

Tabla 21 : Centro de Masa sin excentricidad accidental del centro de rigidez

Piso	Centro de Masa		Centro de Rigidez		Excentricidad	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ex (m)	ey (m)
1	8.59	15.10	8.64	12.26	0.05	2.84
2	8.56	15.14	8.76	13.08	0.20	2.06
3	8.56	15.14	8.90	13.74	0.34	1.40
4	8.56	15.14	8.98	14.23	0.42	0.91
5	8.56	15.14	9.07	14.58	0.51	0.56
6	8.65	15.15	9.14	14.84	0.48	0.31

La Norma E030 menciona que al centro de masa se le debe aplicar una excentricidad accidental del 5% en los sentidos más desfavorable. El incremento de la excentricidad del centro de masa con el centro de rigidez se desarrolla en la tabla 22.

Tabla 22: Centro de Masa con excentricidad adicional del centro de rigidez

Piso	Centro de Masa		Centro de Rigidez		Excentricidad	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ex (m)	ey (m)
1	9.45	16.65	8.65	12.26	0.80	4.38
2	9.43	16.68	8.76	13.08	0.67	3.61
3	9.43	16.68	8.90	13.74	0.53	2.95
4	9.43	16.68	8.98	14.23	0.45	2.46
5	9.43	16.68	9.07	14.58	0.36	2.10
6	9.52	16.69	9.14	14.84	0.38	1.85

4.4. Evaluación de irregularidades

Las irregularidades planteadas en la E030 se analizan con comparaciones o usando los resultados del Software ETABS.

4.4.1. Irregularidades en Altura

A. Irregularidad de piso blando

Se desarrolla la verificación de la irregularidad por rigidez de acuerdo a lo establecido en el E030.

Los valores de rigidez lateral, para la dirección X-X, se detalla en la tabla 23 dando como resultado que no presenta irregularidad por piso blando.

Tabla 23. Verificación por irregularidad por piso blando en el eje X

Nivel	Rigidez Lateral (ton/m)	< 70%
Piso 1	437,160	153%
Piso 2	286,556	133%
Piso 3	214,745	130%
Piso 4	164,687	142%
Piso 5	115,942	213%
Piso 6	54,527	-

Los valores de rigidez lateral, para la dirección Y-Y, se detalla en la tabla 24 dando como resultado que no presenta irregularidad por piso blando.

Tabla 24. Verificación por irregularidad por piso blando en el eje Y

Nivel	Rigidez Lateral (ton/m)	< 70%
Piso 1	1,744,569	128%
Piso 2	1,363,669	131%
Piso 3	1,041,749	129%
Piso 4	805,654	142%
Piso 5	569,098	211%
Piso 6	269,710	-

B. Irregularidad de Masa o Peso

Se desarrolla la verificación de la irregularidad por masa de acuerdo a lo establecido en el E030. En la tabla 25, se demuestra que no hay dicha irregularidad.

Tabla 25. Verificación de irregularidad de masa

Nivel	Peso Piso (ton)	< 1.5 Piso superior
1	482.7	-
2	462.9	0.96
3	462.9	1.00
4	462.9	1.00
5	462.9	1.00
6	306.7	0.66

C. Irregularidad geometría vertical

Las plantas del edificio no presentan variación de sus dimensiones conforme avanza los niveles. Por ello, no existe irregularidad de geometría vertical.

4.4.2. Irregularidades en planta

A. Irregularidad torsional

Se desarrolla la verificación de la irregularidad torsional de acuerdo a lo establecido en el E030 para las direcciones X y Y.

Tabla 26. Comprobación de la irregularidad torsional del eje X

Nivel	ΔX_{\max} (mm)	ΔX_{prom} (mm)	$\frac{\Delta X_{\max}}{\Delta X_{\text{prom}}}$
Piso 1	1.8	1.6	1.13
Piso 2	4.4	4.0	1.10
Piso 3	7.4	6.8	1.09
Piso 4	10.5	9.7	1.08
Piso 5	13.4	12.5	1.07
Piso 6	16.1	15.1	1.07

Tabla 27. Comprobación de la irregularidad torsional del eje Y

Nivel	ΔX_{\max} (mm)	ΔX_{prom} (mm)	$\frac{\Delta X_{\max}}{\Delta X_{\text{prom}}}$
Piso 1	0.3	0.3	1.07
Piso 2	0.8	0.7	1.06
Piso 3	1.3	1.2	1.06
Piso 4	1.8	1.7	1.05
Piso 5	2.3	2.2	1.04
Piso 6	2.8	2.7	1.04

Las Tablas 26 y 27 muestran que los valores obtenidos son menores a 1.3, por tanto, no existe irregularidad por torsión

B. Esquinas entrantes

El proyecto no presenta esquinas entrantes, porque la planta es rectangular y regular.

C. Discontinuidad del Diafragma

La irregularidad de discontinuidad del diafragma no se presenta en esta edificación, ya que no hay aberturas de mayor tamaño al 50%.

D. Sistemas no Paralelos

La irregularidad de sistema no paralelo se da cuando los elementos estructurales no se encuentran paralelos. El edificio de oficinas todos los elementos estructurales se encuentran paralelos a los ejes principales.

4.5. Modelo computacional

En el análisis dinámico y modal para el edificio se ha optado por realizarlo en un modelo computacional. Este contempla todos los componentes estructurales principales y asignando todas las cargas actuantes basándose de los requerimientos mínimos de la normativa vigente.

Para las vigas y columnas se ha considerado y modelado como elementos unidireccionales (frames). Para muros se ha considerado como elementos Shell, ya que estos trabajan en dos direcciones. Las losas son elementos Shell que transmiten las cargas muertas y vivas.

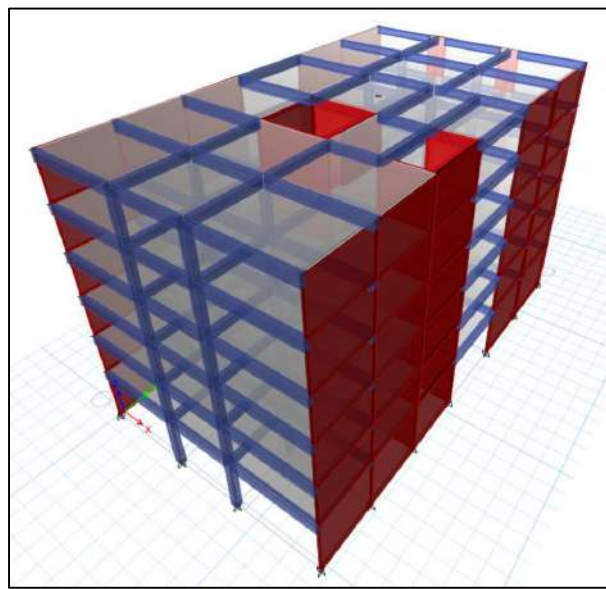


Figura 8. Modelo del edificio en ETABS

4.6. Espectro de diseño

En el edificio se debe realizar análisis dinámico del sismo con el espectro construido en base a la Norma E030.

- Factor de Zona: $Z=0.45$
- Factor de Uso: $U= 1$
- Factor de Amplificación sísmica: $C=2.5$
- Parámetro del suelo $S=1$
- Coeficiente de reducción $R=6.00$

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g = 0.1875g$$

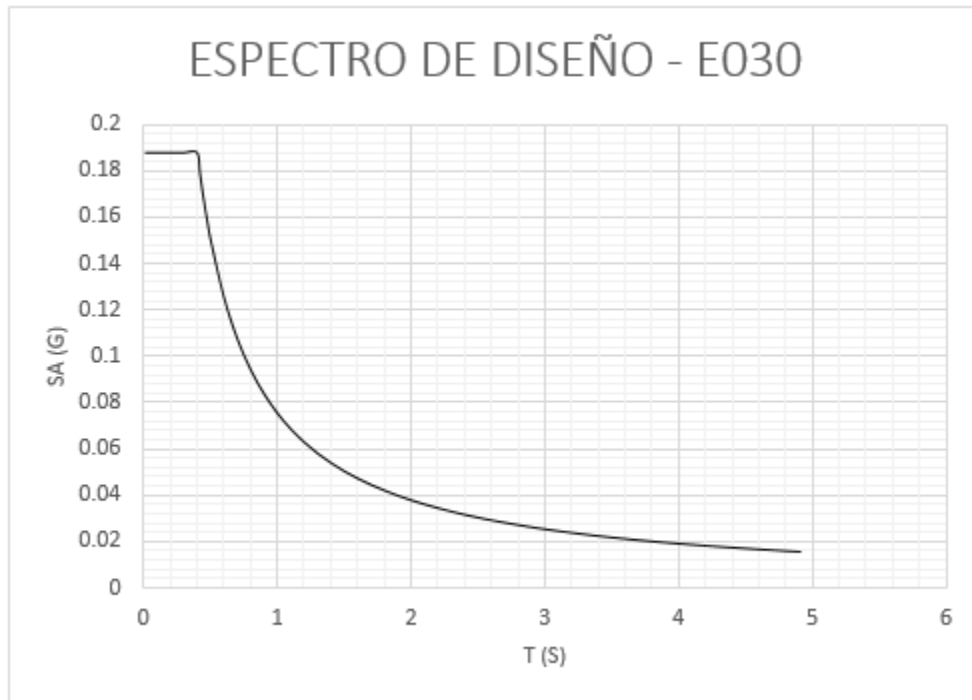


Figura 9. Espectro elástico de diseño

4.7. Modos de vibración

Para el análisis de modos de vibración del edificio se plantea dos análisis. En primer lugar, traslación pura restringiendo desplazamiento en una dirección (T_x y T_y). En segundo lugar, un análisis de tres grados de libertad por piso.

La tabla 28 y 29 se muestra los resultados de los periodos y las masas participantes para cada dirección principal “X” y “Y”. Además, la Norma E030 menciona que se debe alcanzar el 90% de la masa participativa en ambas direcciones para obtener un valor confiable.

Tabla 28. Análisis modal en la dirección X

3 GDL X-X				Traslación Pura X-X		
Modo	Periodo (s)	%Masa participativa X	%Masa participativa acum. X	Periodo (s)	%Masa participativa X	%Masa participativa acum. X
1	0.423	0.744	0.744	0.404	0.751	0.751
2	0.219	0.002	0.746	0.104	0.1806	0.932
3	0.175	0.002	0.747	0.05	0.0479	0.980
4	0.108	0.182	0.929	0.033	0.0153	0.995
5	0.059	0.000	0.929	0.025	0.0045	0.999
6	0.052	0.049	0.978	0.022	0.0009	1.000

De la tabla 28, se muestra el análisis modal en la dirección principal X-X. Del análisis de 3 GDL se tiene el periodo fundamental igual 0.423 s alcanzando una masa participativa de 74.4%. Para el análisis de translación pura se tiene un periodo de 0.404s con una masa participativa de 75.1%. En conclusión, los valores son muy similares tanto en periodos y masa participativa.

Tabla 29: Análisis modal en la dirección Y

3 GDL Y-Y				Traslación Pura Y-Y		
Modo	Periodo (s)	%Masa participativa Y	%Masa participativa acum. Y	Periodo (s)	%Masa participativa Y	%Masa participativa acum. Y
2	0.219	0.0120	0.012	0.097	0.8829	0.883
3	0.175	0.7392	0.751	0.033	0.0868	0.970
4	0.108	0.0003	0.752	0.020	0.0219	0.992
5	0.059	0.0061	0.758	0.015	0.0064	0.998
6	0.052	0.0002	0.758	0.013	0.0017	1.000
7	0.046	0.1895	0.947	0.012	0.0003	1.000

De la tabla 29, se muestra el análisis modal en la dirección principal Y-Y. Del análisis de 3 GDL se tiene el periodo fundamental igual 0.175 s alcanzando una masa participativa de 73.9%. Para el análisis de translación pura se tiene un periodo de 0.097s con una masa participativa de 88.3%. En conclusión, los valores son muy distintos entre sí dando cuenta que por la forma de estructuración de los muros cortos se tiene diferencias entre los periodos y masas participativas.

4.8.Verificación de las derivas de entrepiso

Para la verificación de las derivas se debe tener en consideración que el espectro analizado da desplazamientos elásticos. Por esto, se multiplica un factor de amplificación para llevar a los desplazamientos elásticos al rango inelástico. La Norma E030 menciona que para edificio de carácter regular se debe multiplicar el siguiente factor de 0.75R al desplazamiento obtenido del análisis. En la tabla 30 y 31 se resume los desplazamientos del sismo dinámico obtenidos del ETABS para las dos direcciones de análisis.

Tabla 30. Verificación de derivas en el eje X

Nivel	X (cm)	Desplazamiento Relativo (mm)	Deriva Elástica (0/00)	Deriva inelástica (0/00)
Piso 6	1.242	0.209	0.654	2.943
Piso 5	1.032	0.230	0.718	3.230
Piso 4	0.803	0.239	0.746	3.357
Piso 3	0.564	0.229	0.717	3.223
Piso 2	0.335	0.195	0.670	2.744
Piso 1	0.140	0.140	0.349	1.572

Tabla 31. Verificación de derivas en el eje Y

Nivel	X (cm)	Desplazamiento Relativo (mm)	Deriva Elástica (0/00)	Deriva inelástica (0/00)
Piso 6	0.226	0.041	0.128	0.575
Piso 5	0.185	0.043	0.136	0.609
Piso 4	0.142	0.043	0.135	0.609
Piso 3	0.098	0.040	0.126	0.565
Piso 2	0.058	0.033	0.105	0.470
Piso 1	0.025	0.025	0.062	0.279

En las tablas 30 y 31 se muestra que los valores de deriva obtenida para el edificio. Estos valores son inferiores al permitido por la Norma E030 que es igual 7 o/oo entonces el edificio cumple con los desplazamientos laterales y derivas.

4.9. Fuerza cortante basal

Para obtener las fuerzas cortantes de entrepiso se utilizó el software ETABS. En la tabla 32, se resume los valores de fuerzas de entrepiso para el análisis de tres grados de libertad para la dirección de “X” y “Y”.

Tabla 32. Fuerza cortante de entrepiso del análisis sísmico

Piso	Sismo Dinámico X		Sismo Dinámico Y	
	Fuerza de entrepiso (ton)	Cortante Acum (ton)	Fuerza de entrepiso (ton)	Cortante Acum (ton)
6	89.2	89.2	91.7	91.7
5	98.5	187.8	103.5	195.2
4	72.2	260.0	75.3	270.5
3	52.9	312.9	54.9	325.4
2	36.4	349.3	38.2	363.6
1	20.1	369.4	22.1	385.7

La Norma E030, menciona que el 80% de la cortante estática es el mínimo valor para la cortante dinámica para un edificio regular. Por ello, la cortante dinámica basal obtenida en la tabla 32 se debe amplificar para alcanzar el 80% de la cortante estática.

Tabla 33. Amplificación de la cortante de sismo

	Eje x	Eje Y
V estático (ton)	502.41	502.41
80% V estático (ton)	401.92	401.92
V Dinámico (ton)	369.40	385.70
Factor	1.09	1.04

4.10. Junta de separación

La Norma E030, especifica las fórmulas para calcular la junta de separación entre edificios colindantes mediante los desplazamientos máximos absolutos de la azotea del edificio.

$$D_x = 5.59 \text{ cm} \quad D_y = 1.02 \text{ cm}$$

La Norma E030 establece el valor de la junta sísmica (s):

- $S > 2/3$ suma de desplazamientos máximos de los edificios adyacentes
- $S > 0.006 H$
- $S > 3 \text{ cm}$

Tabla 34. Junta Sísmica

Junta Sísmica X-X	
D max =	5.59 cm
$S = 2/3(D_{max})$	3.72 cm
$S = 0.006h$	6.00 cm
$S = 3 \text{ cm}$	3.00 cm
Junta Sísmica =	6.00 cm

En la tabla 34, se obtuvo una junta sísmica para la dirección X-X de 6.0 cm para el edificio de oficinas.



CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas convencionales son muy usadas en edificios de concreto armado, por la facilidad de construcción y el menor peso que implica. La figura 10 se detalla una sección de losas aligeradas.

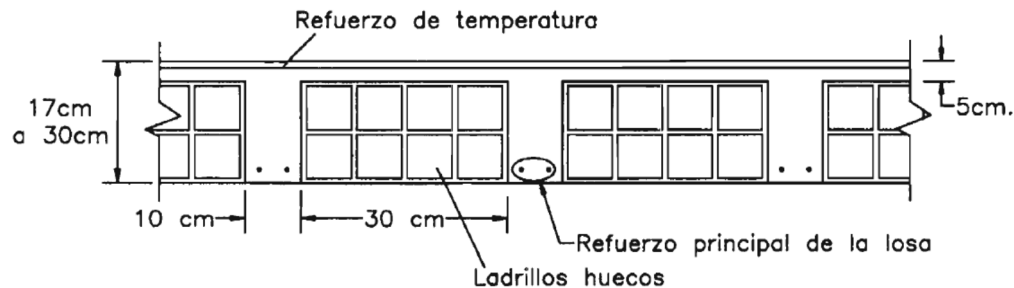


Figura 10. Características geométricas de una losa aligerada. (Harmens, 2002)

5.1 Solicitaciones actuantes

Para el diseño de la viga se ha realizado con un modelo en SAP2000. Se debe tener en consideración que las cargas actuantes son principalmente la carga muerta (C.M) y carga viva (C.V). También, se conoce que la viga está sometida principalmente a flexión. La Norma E060, menciona la combinación de diseño para obtener las cargas amplificadas mediante la siguiente expresión:

$$W_{ultimo} = 1.4C.M + 1.7C.V$$

5.2 Diseño por flexión

La capacidad a flexión de losas aligeradas tiene en consideración la ubicación del bloque de compresiones para poder calcular el área del acero. Para momentos negativos el bloque de compresiones debe ser menor a los 5 cm y para momentos positivos no exceder los 15 cm del alma.

La metodología del cálculo del acero de refuerzo en la viga viene inicialmente del cálculo de la altura del bloque de compresiones mediante las expresiones siguientes:

$$a = d - \sqrt{d - \frac{2Mu}{\Phi 0.85 f_c b}}, \quad A_s = \frac{Mu}{\Phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

No obstante, el refuerzo mínimo para elementos sometidos a flexión esta dado bajo la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.22\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d$$

5.3 Diseño por cortante

La capacidad a corte de la losa se debe tener en consideración que el concreto debe resistir toda la cortante última de diseño, ya que no tiene estribos.

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} b_w d$$

La capacidad a corte debe ser mayor a la cortante última (V_u). Si no se alcanza la resistencia adecuada se realiza los ensanches alternado o corridos.

5.4 Refuerzo por temperatura

Las cuantías de acero para controlar los efectos de retracción y temperatura se detallan en la tabla 35.

Tabla 35. Cuantía mínima de losa (Norma E060, 2016)

Tipo de barra	Cuantía (ρ)
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 420 \text{Mpa}$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y > 420 \text{Mpa}$	0.0018

5.5 Corte de refuerzo

Para realizar el corte acero de refuerzo se debe comparar que el momento resistente suministrado debe ser mayor al momento actuante para que se cumpla ($\Phi M_n > M_u$), este es el punto teórico de corte al cual se debe aumentar una longitud de anclaje igual a “d” o “12db” para que se cumpla que los esfuerzos debido a flexión se desarrollen.

5.6 Deflexiones

Para la verificación de las condiciones de servicio se debe considerar que las deflexiones no deban exceder las condiciones máximas admisibles planteadas en la Norma E060 como se muestra en la Tabla 36 a lo largo de la viga útil de la edificación. Ante estas premisas se asegura el buen comportamiento de las losas aligeradas antes cargas de normales de uso.

Tabla 36. Deflexiones máximas admisibles (Norma E060, 2016)

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell / 360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$\ell / 480 \ddagger$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell / 240 \S$

5.7 Caso de losa aligerada

A modo de ejemplo, se desarrolla el diseño de losa de la figura 11.

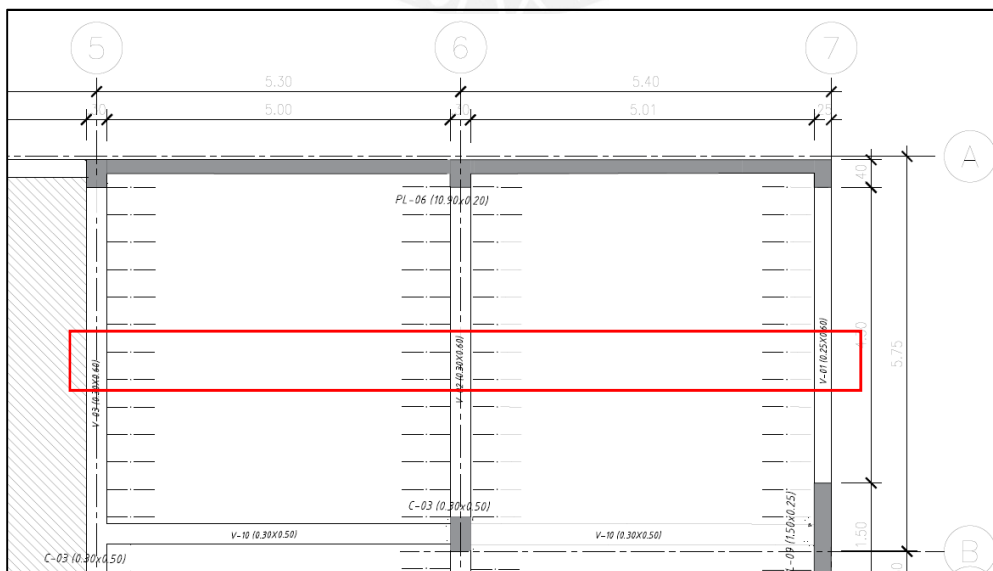


Figura 11. Vigueta 1 ubicada desde el 1er al 5to piso

En la Tabla 37, se muestra el resumen de cargas para un ancho tributario de 0.40m de la vigueta. La carga muerta es el peso propio y el piso terminado. Para la carga viva se ha considerado una sobrecarga de 250 kg/cm² más un adicional de 50kg/cm² por tabiquería móvil.

Tabla 37. Metrado de cargas para la vigueta

Carga Muerta (CM)	Peso propio	0.30tn/m ² x0.4m	0.12 tn/m
	Piso terminado	0.10tn/m ² x0.4m	0.04 tn/m
	Total =		0.16 tn/m
Carga Muerta (CV)	S/c	0.25tn/m ² x0.4m	0.10 tn/m
	Tabiquería móvil	0.05tn/m ² x0.4m	0.02 tn/m
	Total =		0.12 tn/m
Carga Ultima (CU)	1.4CM+1.7CV		0.43 tn/m

En las figuras 12 y 13 se muestra los resultados momento y corte del software SAP2000 para las cargas últimas de la vigueta.

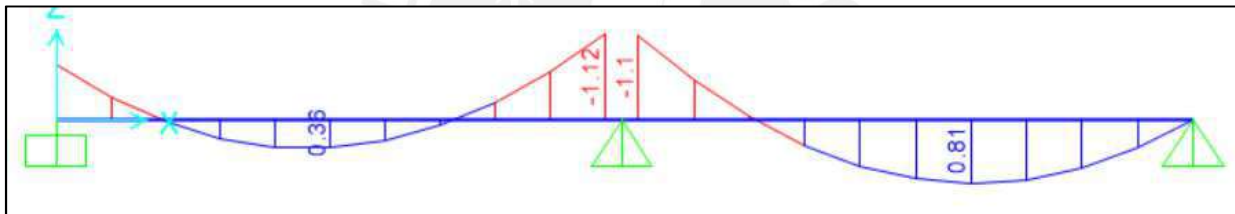


Figura 12. Momentos últimos de la vigueta 01 (tn.m)

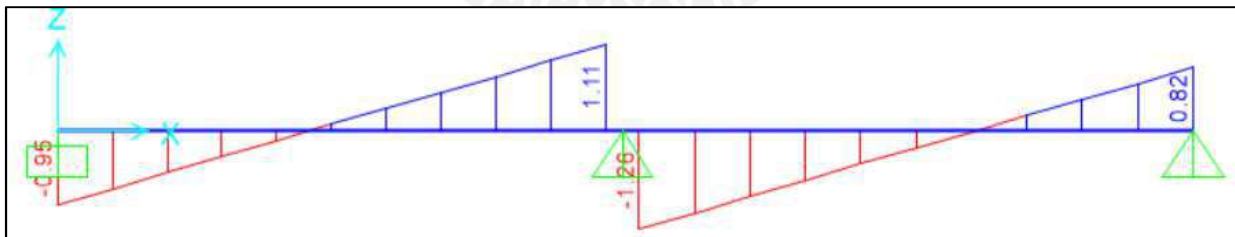


Figura 13. Fuerza cortante última de la vigueta 01 (tn)

5.7.1. Capacidad a flexión

Los momentos últimos del diagrama de momento flector permite estimar el área del acero requerido en la viga. Asimismo, se tiene en cuenta que para momentos positivos el $b_w = 0.10$ m y para el momento negativo el $b_w = 0.40$ m.

Tabla 38. Capacidad a flexión de tramos de la vigueta 01

	Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As requerido (cm ²)	Φ instalado	As instalado (cm ²)	Φ Mn (ton.m)
Tramo 1	0.68	17	2.94	1.25	2Φ 3/8	1.42	0.82
	0.36	17	0.35	0.6	2Φ 3/8	1.42	0.89
	1.12	17	5.09	2.13	1Φ 1/2+1Φ 3/8	2.00	1.11
Tramo 2	1.11	17	5.03	2.11	1Φ 1/2+1Φ 3/8	2.00	1.11
	0.81	17	0.81	1.37	2Φ 3/8	1.42	0.89
	0.0	17	0.94	0.4	1Φ 3/8	0.71	0.43

5.7.2. Capacidad a corte

Para el cálculo de la capacidad a corte se debe considerar que las viguetas no llevan estribos. Por tanto, la cortante debe tomar en totalidad el concreto.

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1.44 \text{ tn}$$

Se verifica el requerimiento de ensanche de la losa si la cortante última supera a la capacidad a corte de la sección.

Tabla 39. Verificación de ensanche de la vigueta 01

Sección	b (cm)	d (cm)	φVc (tn)	Vu (tn)	¿Ensanche?
Tramo 1	10	17	1.22	0.80	No requiere
	10	17	1.22	1.05	No requiere
Tramo 2	10	17	1.22	1.19	No requiere
	10	17	1.22	0.70	No requiere

5.7.3. Acero de temperatura

El acero de temperatura se calcula en la losa de 5 centímetros. La Norma E060 determina que la cuantía mínima es 0.0018.

$$A_s = 0.0018 \times b \times t = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se ha optado por la siguiente distribución de espaciamiento de [6mm@0.25m](#)

5.7.4. Verificación deflexiones

En el diseño de losas aligeradas es recomendable realizar la verificación de las deflexiones verticales para cargas de servicio, ya que el diseño por cargas últimas no determina el adecuado comportamiento ante deflexiones verticales. La Norma E060, establece los límites de deflexiones permisibles de acuerdo a la longitud de los elementos.

A continuación, se presenta en la figuras 14 y 15 de los diagramas de momentos por carga muerta y viva para poder calcular las deflexiones instantáneas y diferidas.

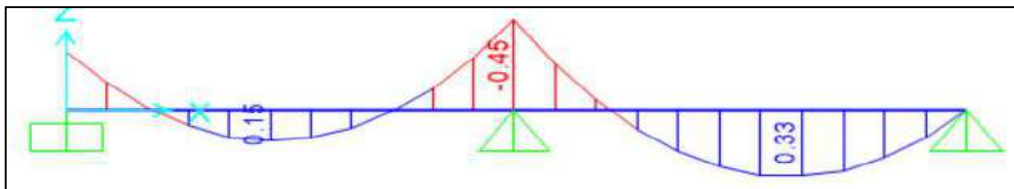


Figura 14. Momentos por carga muerta (ton-m)

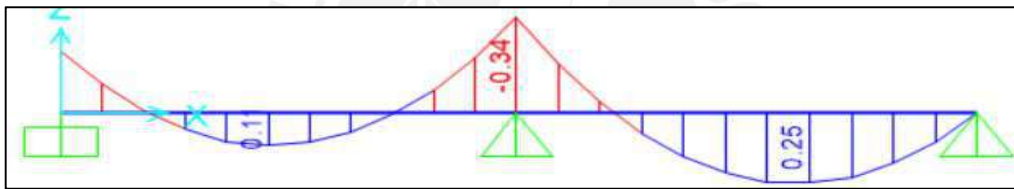


Figura 15. Momento por carga viva (ton-m)

En primer lugar, se debe calcular la inercia a utilizar para estimar las deflexiones verticales de la losa aligerada para el primer tramo. Se sabe que para una losa de espesor de 20 cm se tiene una inercia bruta de $11,800 \text{ cm}^4$. Se presenta los momentos de agrietamiento para momentos negativos y positivos con las siguientes formulas:

$$S^+ = \frac{I_g}{yb} = \frac{11,800 \text{ cm}^4}{13.21 \text{ cm}} = 893 \text{ cm}^3, M_{cr}^+ = S^+ fr = 893 \text{ cm}^3 \times 29 \text{ kg/cm}^2 = 259 \text{ kg.m}$$

$$S^- = \frac{I_g}{(h - yb)} = \frac{11,800 \text{ cm}^4}{6.79 \text{ cm}} = 1739 \text{ cm}^3, M_{cr}^- = S^- fr = 1739 \text{ cm}^3 \times 29 \text{ kg/cm}^2 = 504 \text{ kg.m}$$

Se procede a verificar que los momentos actuantes superan o no el momento de agrietamiento de la sección ($M_s > M_{cr}$). Si se cumple el caso de superar al momento de agrietamiento se procede calcular la inercia agrietada de la sección, esto se puede estimar mediante la ubicación del eje neutro.

Extremo izquierdo:

El momento de servicio es $M_s^- = 520 \text{ kg-m} > M_{cr}^- = 504 \text{ kg-m}$. Por ello, se requiere calcular la inercia agrietada de la sección sabiendo que el eje neutro es 6.00 cm.

$$I_{cr} = \frac{10 \times 6.00^3}{3} + (9.2 - 1) * 0.71 * (6.00 - 3)^2 + 9.2 \times 1.42 \times (17 - 6.00)^2 = 2353 \text{ cm}^4$$

Extremo derecho:

El momento de servicio es $M_s^+ = 780 \text{ kg-m} > M_{cr}^+ = 504 \text{ kg-m}$. Por ello, se requiere calcular la inercia agrietada de la sección sabiendo que el eje neutro es 6.93 cm.

$$I_{cr} = \frac{10 \times 6.93^3}{3} + (9.2 - 1) * 0.71 * (6.93 - 3)^2 + 9.2 \times 2.0 \times (17 - 6.93)^2 = 3065 \text{ cm}^4$$

En el tramo central:

El momento $M_s^+ = 260 \text{ kg-m} > M_{cr}^+ = 259 \text{ kg-m}$. Por ello, se requiere calcular la inercia agrietada de la sección sabiendo que el eje neutro es 3.31 cm.

$$I_{cr} = \frac{10 \times 3.31^3}{3} + (9.2 - 1) * 0.71 * (3.31 - 3)^2 + 9.2 \times 1.42 \times (17 - 3.31)^2 = 4122 \text{ cm}^4$$

Según la Norma E060 para elementos continuos la inercia efectiva se calcula con el promedio ponderado de las inercias de las secciones extremas y central.

$$I_{ef} = \frac{I_{izq} + 2I_c + I_{der}}{4} = \frac{2353 + 2 * 4122 + 3065}{4} = 3416 \text{ cm}^4$$

Se determina la deflexión inmediata por carga muerta mediante la siguiente ecuación:

$$\delta_i = \frac{5L^2}{48E_c I_{ef}} [M_{cl}^+ - 0.1(M_i + M_d)]$$

Se tiene una luz libre del tramo igual a $L=5.15 \text{ m}$ y los momentos actuantes mostrados en la figura 14 y 15.

- Deflexión inmediata por C.M : $D_{iCM} = 0.28 \text{ cm}$
- Deflexión inmediata por C.V: $D_{iCV} = 0.20 \text{ cm}$

Luego con los datos de deflexiones instantáneas se debe calcular las deflexiones diferidas. La Norma E060 permite simplificar a la multiplicación por un factor que depende del tiempo y la cuantía del acero.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho} = \frac{2}{1 + 50 * 0.0044} = 1.64$$

- Deflexión diferida por C.M: $D_{iCM} = 0.45 \text{ cm}$
- Deflexión diferida por C.V: $D_{iCV} = 0.34 \text{ cm}$

La norma E060 nos permite calcular las deflexiones límites para una adecuada deformación ante cargas de servicio. En la Tabla 40 se presenta las deflexiones límites establecidas en la Norma E060 y lo obtenido para el tramo.

Tabla 40: Comparación entre las deflexiones calculadas con los límites de la Norma E060

Tipo	Deflexión Considerada	Tramo (cm)
1	D_{icv}	0.20
2	D_{icv}	0.20
3	$D_{icm} + D_{dcv} + D_{dcm} + 30\% D_{dcv}$	1.04
4	$D_{icm} + D_{dcm} + D_{dcm} + 30\% D_{dcv}$	1.04
Límites de la Norma E060 (cm)		
1	$L/180$	2.90
2	$L/360$	1.40
3	$L/480$	1.10
4	$L/240$	2.10

Según la tabla 40, las deflexiones obtenidas se encuentran en el rango aceptable para condiciones de servicio.

5.7.5. FISURACIÓN DEL CONCRETO

Se procede el cálculo de la fisuración por cargas de servicio de la vigueta 01. Se analiza el tramo que tiene el mayor momento positivo por ser el punto más crítico. Para el segundo tramo se tiene los siguientes datos:

- $M_s = 0.56 \text{ tn.m}$ (Momento positivo de servicio)
- $A_s = 1.42 \text{ cm}^2$
- $N = 2$ (número de barras en la sección)
- $d'c = 3 \text{ cm}$ (Recubrimiento de la vigueta)

$$f_s = \frac{M_{servicio}}{A_s j d} = \frac{M_{servicio}}{A_s (0.9d)} = \frac{0.57 \text{ tn.m}}{1.42 \text{ cm}^2 * (17 * 0.9)} = 2623 \text{ kg/cm}^2$$

El "Act" es el área efectiva del concreto a tracción, el cual se estima mediante la siguiente expresión:

$$A_{ct} = \frac{2Xb_w}{N_{barras}} = \frac{2 * 3 * 10}{2} = 30$$

Por último con los valores previos se calcula el parámetro Z

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A_{ct}} = 2623 \sqrt[3]{3 \times 30} = 11754 \text{ kg/cm}^2 < 26000 \text{ kg/cm}^2$$

Según la Norma, si el Z es menor que 26000 kg/cm² la fisuración del elemento será el adecuado ante cargas de servicio.

5.7.6. CORTE DEL ACERO DE LA VIGUETA

Para realizar el corte de las barras de refuerzo se utilizó la metodología de cortar donde no se requiera el acero. Estos puntos teóricos de corte se encuentran ubicados donde el diagrama de momentos flectores se hace cero o donde la capacidad del acero de refuerzo excede al momento actuante, pero adicionalmente se agrega la longitud de desarrollo requerido para lograr la adherencia entre el concreto y el acero. En la figura 16 se presenta el acero colocado y el corte respectivo a la barras de refuerzo.

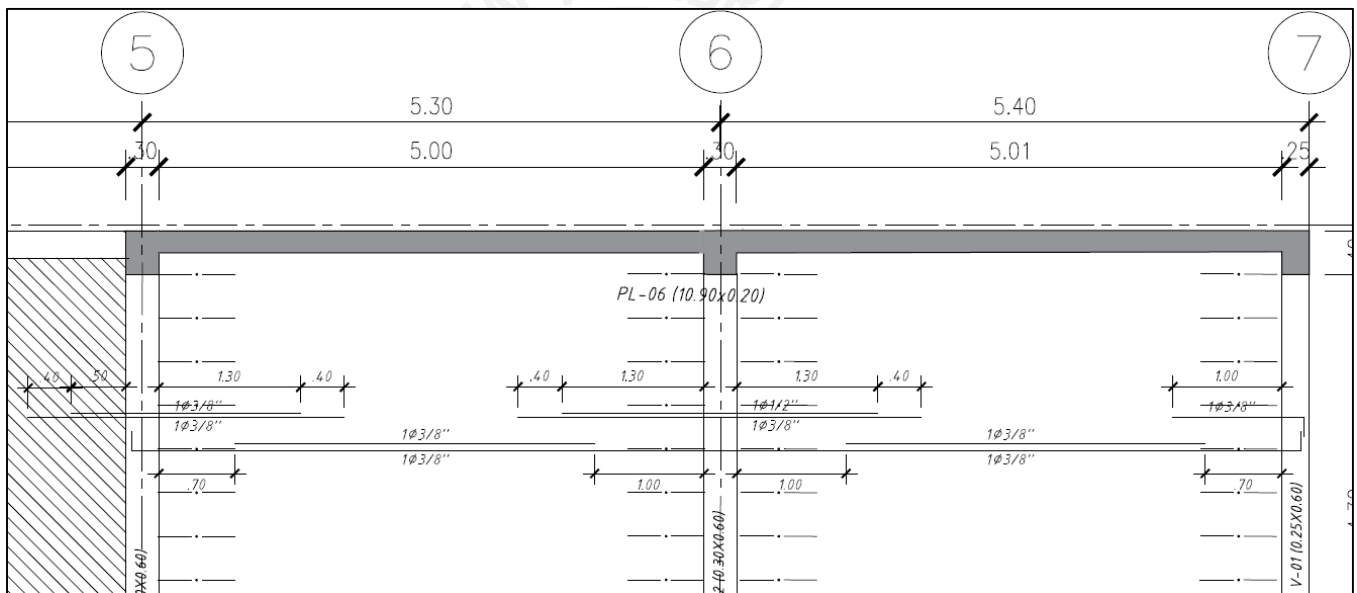


Figura 16. Detallado del refuerzo para la vigueta 01

CAPÍTULO 6: LOSAS MACIZAS

6.1 Diseño por flexión

Para la capacidad a flexión se considera una sección por metro de ancho. En este edificio se ha estructurado las losas macizas con un espesor de 20 cm para uniformizar con la losa aligerada. La Norma E060, establece el acero mínimo a colocar para losas macizas de 0.0018.

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

6.2 Diseño por cortante

En el diseño por corte se basa de los lineamientos establecidos en el capítulo 5, pero sin considerar el 10% adicional. Se debe tener en cuenta que las losas macizas no tienen estribos, por tanto el concreto debe tomar todo el corte. Si la cortante ultima “Vu” supera a la resistencia del concreto “ΦVc”, entonces se debe incrementar el espesor de la losa.

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

6.3 Ejemplo de diseño losa maciza

6.3.1 Capacidad a flexión

Se determinará la capacidad a flexión de las losas de la figura 17. El metrado de cargas para las tres losas a diseñar de desarrolla en la tabla 41.

Tabla 41: Metrado de cargas en la losa maciza

Tipo de carga	Descripción	Unid.	Losa de archivos	Losa típica	Losa de SS.HH
Carga Muerta	P. Propio	kg/m ²	480	480	480
	P. Terminado	kg/m ²	100	100	100
	Total	kg/m ²	580	580	580
Carga Viva	Sobrecarga	kg/m ²	500	250	250
	Tabiquería móvil	kg/m ²	-	50	-
	Total	kg/m ²	500	300	250
Carga Ultima	1.4CM+1.7CV	Ton/m ²	1.66	1.32	1.24

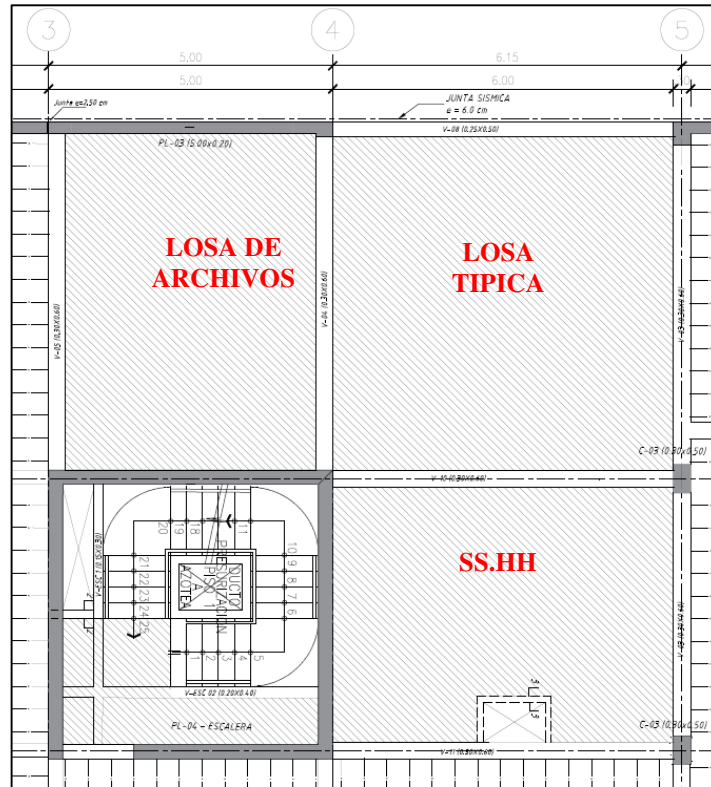


Figura 17. Losa maciza del edificio

Por la complejidad de la distribución de las losas se realiza un modelo en elementos finitos. Se visualiza la distribución de momentos actuantes de las losas en el software SAP2000 cada paño de losa maciza en la figuras 18 y 19.

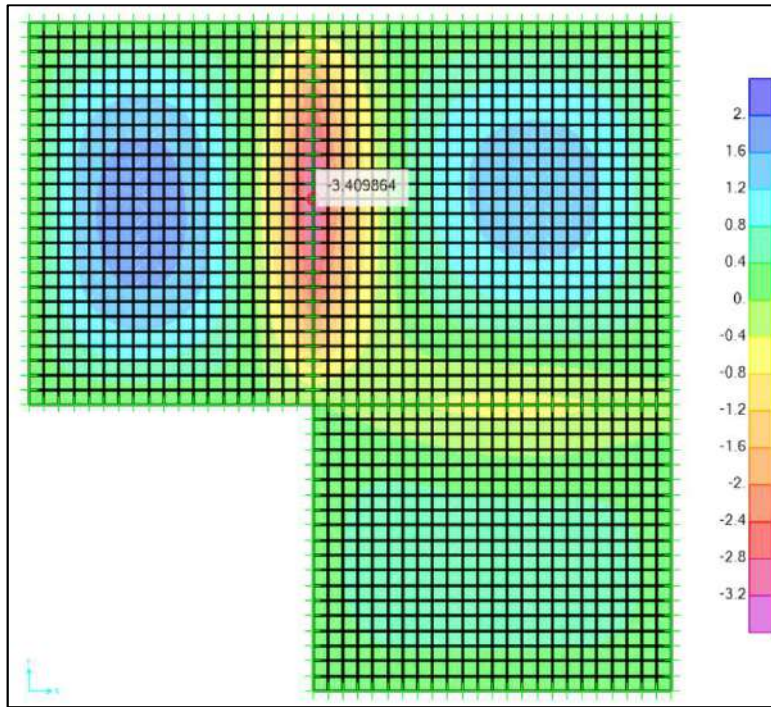


Figura 18. Distribución de momentos últimos en M-11 (ton.m)

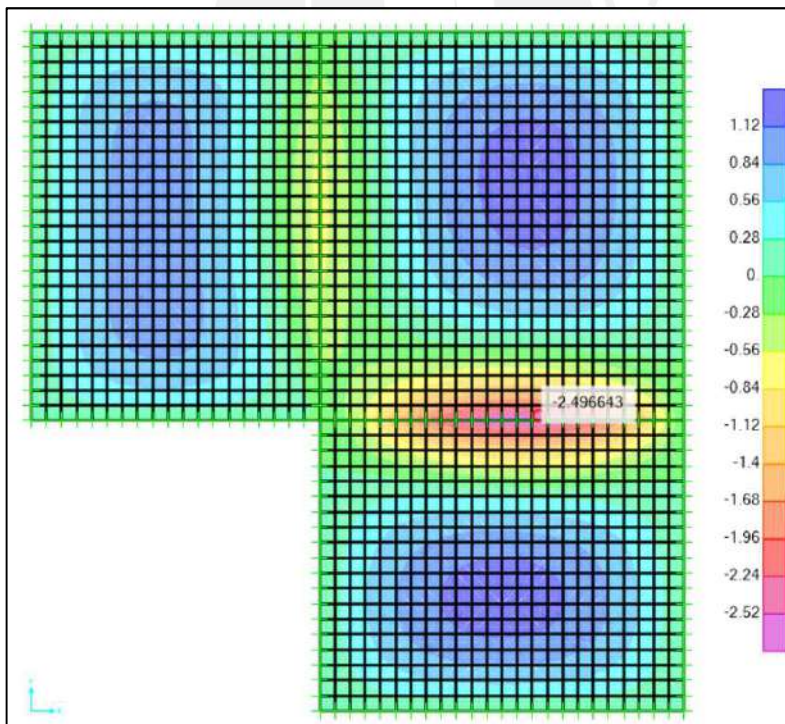


Figura 19. Distribución de momentos últimos en M-22 (ton.m)

Se calcula la capacidad a flexión para el paño, y se escoge el que genera mayores momentos.

Tabla 42. Acero en la losa para el eje X

Tramo	Posición	Mu (ton.m)	b (cm)	d(cm)	As (cm2)	As colocado
Dirección L =6.5 m	Mizquierda	2.4	100	17	3.84	1Φ 3/8 @20 cm +1Φ 3/8 @20 cm
	Mcentral	1.25	100	17	2.40	1Φ 3/8 @20 cm
	Mderecho	0.19	100	17	2.40	1Φ 3/8 @20 cm
Dirección L =6.0 m	Mizquierda	3.40	100	17	5.50	1Φ 3/8 @20 cm +1Φ 3/8 @20 cm
	Mcentral	1.46	100	17	2.40	1Φ 3/8 @20 cm
	Mderecho	0.36	100	17	2.40	1Φ 3/8 @20 cm

Se concluye que se usará una distribución de un acero igual 1Φ3/8@20 cm (doble malla) y se colocará un acero adicional 1Φ3/8@20 cm para los momentos negativos mayores como se muestra en la tabla 42.

6.3.2 Capacidad a corte

La capacidad a corte se determina por un metro de ancho y se tiene un peralte efectivo de 17 cm.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11.10 \text{ tn}$$

De los resultados se concluye que la capacidad a corte es superior a la última de diseño (Vu=3.37 ton). Por ello, el espesor de losa escogida es adecuado para las cargas actuantes.

6.3.3 Corte del acero de refuerzo

Se presenta la distribución del acero de la planta típica de acuerdo a lo considerado en la apartado 6.3.1.

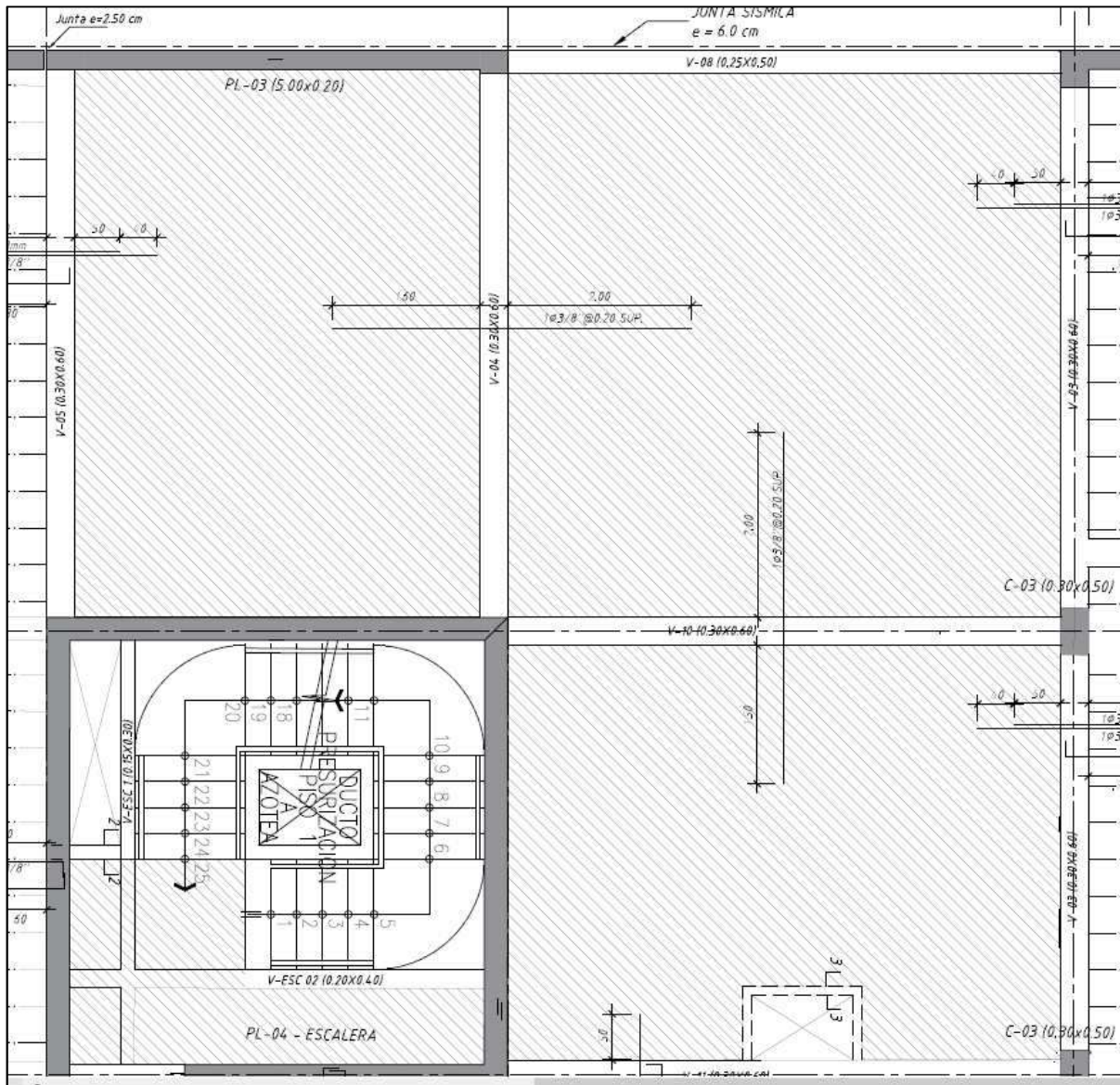


Figura 20. Presentación del acero adicional para la losa maciza de doble malla de $1\Phi 3/8 @ 20$ cm

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE VIGAS

7.1. Diseño por flexión

La capacidad a flexión en vigas se recomienda usar las siguientes fórmulas para poder estimar la altura de bloque de compresiones y el acero requerido para el momento último actuante.

$$a = d - \sqrt{d - \frac{2Mu}{\Phi 0.85 f_c b}} \quad , \quad A_s = \frac{Mu}{\Phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

El acero mínimo para vigas viene calculadas de acuerdo al apartado 10.5.1 de la Norma E060 mediante la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d$$

El acero máximo controla que la sección este sobredimensionada y así evitar la falla frágil de la sección.

$$A_{s_{max}} = 0.75 \rho_{bal} b d = 1.59 \% b d$$

7.2. Diseño por cortante

La capacidad a corte de la viga debe ser superior a la cortante última. La formula para determinar la cortante resistente se muestra a continuación:

$$\Phi V_c = 0.85 * .53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

La Norma E060, especifica los lineamientos especiales para la metodología para verificar que la sección cumpla con las consideraciones sísmicas. A continuación, se presenta las recomendaciones de la Norma E060 del artículo 21.4.4 definir la cortante última:

- La cortante última proviene de las combinaciones de la Norma E060, pero considerando un factor de amplificación del sismo dinámico de 2.5.
- La cortante última de diseño se obtiene de un análisis por capacidad de la viga considerando los momentos nominales provenientes de los aceros longitudinales y las cargas de gravedad amplificadas (2009, pp.156).

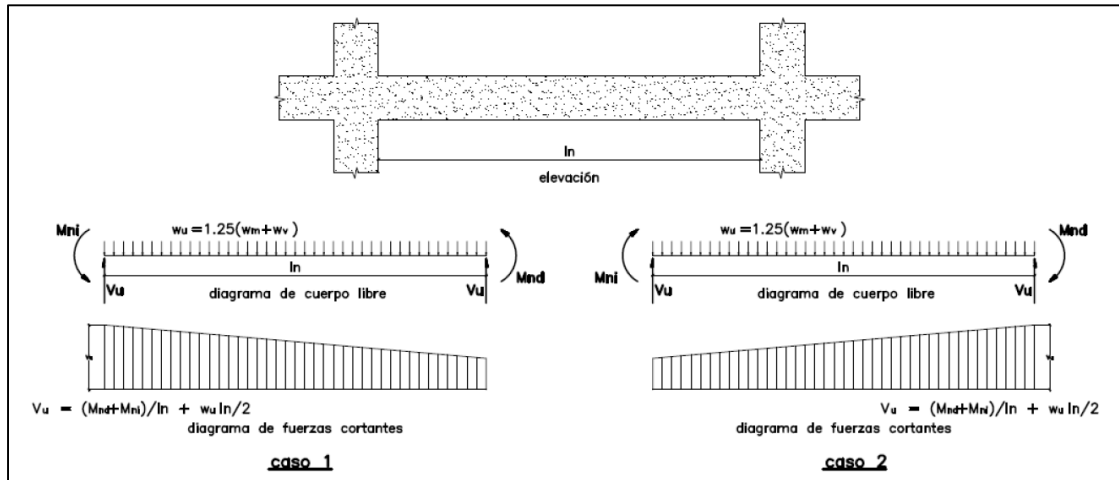


Figura 21. Fuerza cortante de diseño en vigas. (Norma E060, 2016)

La Norma E060 en el artículo 21.4.4 establece la distribución de refuerzos transversales para la zona de confinamiento para vigas de carácter sísmico.

- $d/4$, no necesario que sea menor a 150 mm
- 10db longitudinal de menor diámetro
- 24db diámetro del refuerzo transversal (estribo)
- 300 mm (2009, pp.157)

Por otro lado, para la zona central la distribución de los estribos no debe ser mayor a $0.5d$ a lo largo de la longitud de la viga

7.3. Caso de diseño de viga peraltada

Se desarrolla el diseño de la viga VT-03 (0.30x0.60m) de la figura 22.

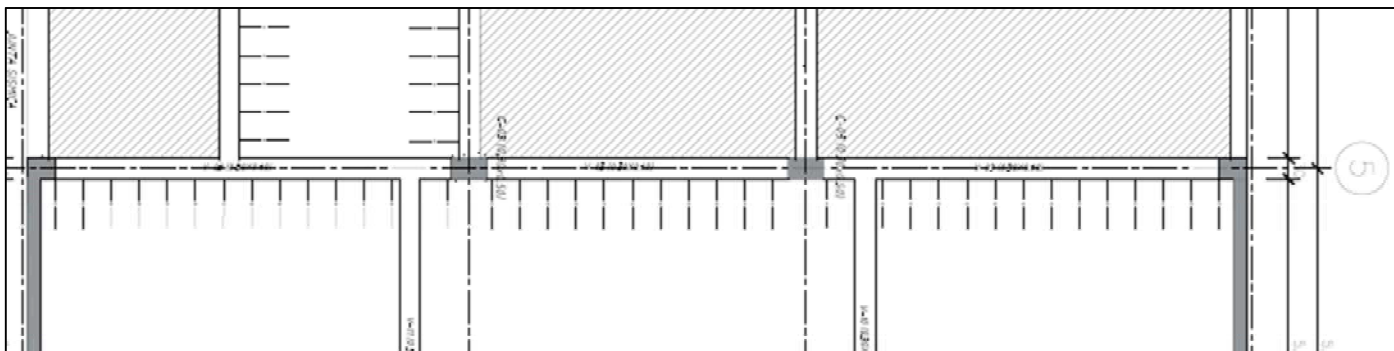


Figura 22: Presentación de la VT-03 (0.30x0.60m)

El diagrama de momentos (ton.m) y fuerza cortante (ton) para las cargas de gravedad y sismo se desarrollan en las figuras siguientes:

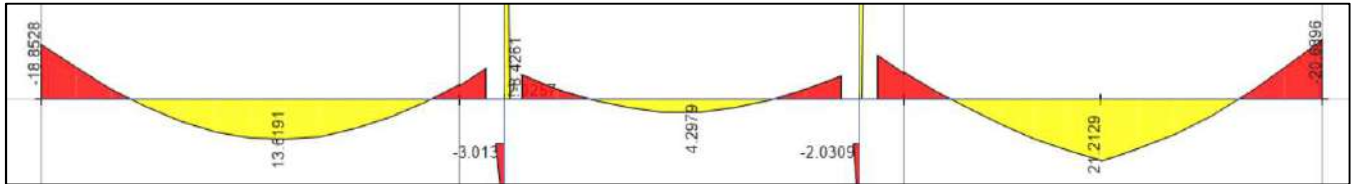


Figura 23: Diagrama de Momento (1.4CM+1.7CV)

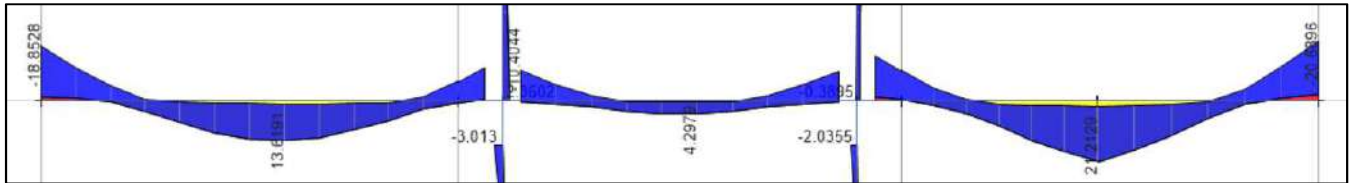


Figura 24: Diagrama de Momento (Envolvente)

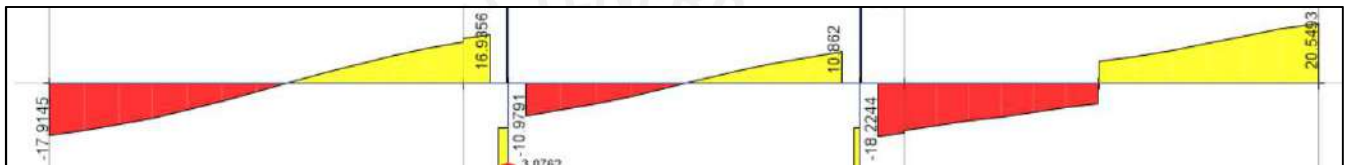


Figura 25: Diagrama de fuerza cortante de la viga VT-03 (1.4CM+1.7CV)

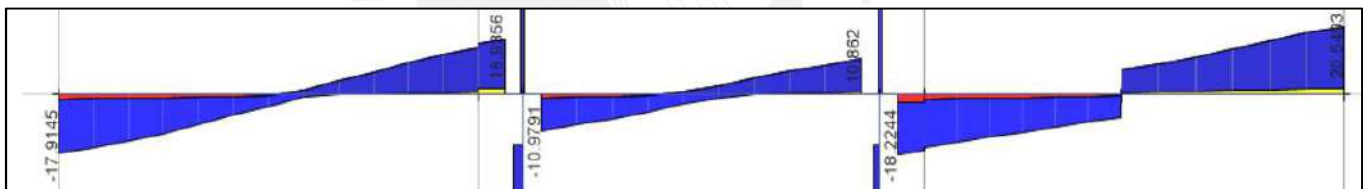


Figura 26: Diagrama de fuerza cortante (Envolvente)

7.3.1 Capacidad a flexión

Se calcula el área de refuerzo mínimo y máximo para la viga VT-03 de acuerdo a la Norma E060 con las formulas siguientes:

El acero mínimo

$$A_{smin} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{f_y} bd = \frac{0.70\sqrt{210}}{4200} 30 \times 54 = 3.19 \text{ cm}^2$$

El acero máximo

$$C_b = \frac{d}{\left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} + 1\right)} = \frac{54}{\left(\frac{0.0021}{0.003} + 1\right)} = 25.88 \text{ cm}$$

$$A_{S_{bal}} = \frac{0.85f'c * a * b}{f'y} = \frac{0.85 * 210 * (0.85 * 25.88) * 30}{4200} = 28.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{max}} = 0.75A_{S_{bal}} = 0.75 * 28.05 = 21.04 \text{ cm}^2$$

De acuerdo al momento de la figura 24, se calcula la capacidad a flexión para obtener el acero de refuerzo necesario para resistir las solicitaciones.

Tabla 43: Acero requerido y acero colocado en la viga VT-03

	Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As requerido (cm ²)	Φ instalado	As instalado (cm ²)	Φ Mn (ton.m)
Tramo 1	18.85	54	7.81	9.95	5Φ 5/8	10.00	18.93
	13.62	54	5.51	7.03	4Φ 5/8	8.00	15.38
	8.42	54	3.34	4.26	4Φ 5/8	8.00	15.38
Tramo 2	8.42	54	3.34	4.26	4Φ 5/8	8.00	15.38
	4.3	54	1.68	2.14	2Φ 5/8	4.00	7.93
	7.51	54	2.97	3.78	4Φ 5/8	8.00	15.38
Tramo 3	14.95	54	6.09	7.76	4Φ 5/8	8.00	15.38
	21.21	54	8.88	11.32	3Φ 5/8+2Φ 3/4	11.68	21.82
	18.72	54	7.75	9.88	5Φ 5/8	10.00	18.93

7.3.2 Capacidad a corte

La capacidad a corte para vigas con comportamiento sísmico se debe tener en consideración los lineamientos establecidos en el capítulo 7.2, y así obtener la cortante última. El metrado de cargas sobre la viga se desarrolla en la tabla 44.

Tabla 44: Metrado en la viga VT-03

Metrado Viga	Descripción	Peso lineal
Ln Derecho (m)	-	6.00
Ln Izquierdo (m)	-	5.10
Carga Muerta		
Peso Aligerado (ton/m)	0.30ton/m ² x(6.0m+5.10m)/2	1.67
Piso Terminado (ton/m)	0.10ton/m ² x(6.0m+5.10m)/2	0.56
Peso propio (ton/m)	0.30mx0.60mx2.40ton/m ³	0.43
Carga Viva		
Sobrecarga (ton/m)	0.25ton/m ² x(6.0m+5.10m)/2	1.39

Carga móvil (ton/m)	$0.05\text{ton/m}^2 \times (6.0\text{m} + 5.10\text{m}) / 2$	0.28
Carga de servicio		
W servicio (ton/m)	$W_s = CM + CV$	4.32

En la Tabla 45, se muestra la comparación entre las dos cortantes obtenidas, una por amplificación del sismo por 2.5 y el otro por un análisis de capacidad de la viga.

Tabla 45: Calculo del Vu de diseño de acuerdo al artículo 21 del E060 de la viga VT-03

VIGA VT-03 Descripción	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	I	F	I	F	I	F
Ln (m)	5.85		5.10		5.10	
Mn_{sup} (tn.m)	21.03	17.09	17.09	17.09	17.09	21.03
Mn_{inf} (tn.m)	12.35	12.35	12.35	12.35	12.35	12.35
W_u (tn/m)	5.40		5.40		5.40	
Vu caso (tn)	21.49	20.82	19.53	19.53	19.53	20.31
Vu 2.5S (tn)	17.91	16.93	10.10	10.88	18.22	20.54
Vu Diseño (ton)	21.49	20.82	19.53	19.53	19.53	20.54

Luego de obtener la cortante última se procede a calcular el espaciamiento del refuerzo transversal para la viga. Se ha considerado un acero de $\Phi=3/8''$ para el estribo.

Tabla 46: Calculo del Vu de diseño de acuerdo al artículo 21 del E060 de la viga VT-03

VIGA VT-03	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Vu	21.49	19.53	20.54
ΦV_c	10.58	10.58	10.58
Vs	12.84	10.54	11.72
S	25.08	30.56	27.47
Smax	10.00	10.00	10.00

Por último, se verifica si el espaciamiento es compatible con los requerimientos de la Norma E60 para vigas de carácter sísmica. La zona de confinamiento es igual a $2h = 2 \times 0.60 = 1.20\text{m}$ en los apoyos de cada tramo.

La norma E060, en el artículo 21 para vigas de carácter sísmico se debe tener un espaciamiento para la zona de confinamiento no menor $S = d/4 = 52/4 = 13\text{ cm}$. Para el espaciamiento de los estribos para la zona central se tiene $S = d/2 = 52/2 = 26\text{ cm}$. Entonces los espaciamientos vienen dado de los estribos igual $1\Phi 3/8''$, [1@0.05,10@0.125,resto@0.25m](#).

7.3.3 CONTROL POR FISURACIÓN

Se procederá evaluar la fisuración por cargas de servicio de la viga VT-03. Se analizará el tramo que tiene el mayor momento positivo por ser el punto más crítico. Para el primer tramo se tiene los siguientes datos:

- $M_s=14.19$ tn.m (Momento positivo de servicio)
- $A_s=11.68$ cm²
- $N=5$ (número de barras en la sección)
- $d'c=6$ cm (Recubrimiento de la vigueta)

$$f_s = \frac{M_{servicio}}{A_s j d} = \frac{M_{servicio}}{A_s (0.9d)} = \frac{14.19 \text{ tn.m}}{11.68 \text{ cm}^2 * (54 * 0.9)} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

El “Act” es el área efectiva del concreto a tracción, el cual se estima mediante la siguiente expresión:

$$A_{ct} = \frac{2Xb_w}{N_{barras}} = \frac{2 * (6 + 2.54 * 0.5) * 30}{5} = 87.2$$

Por último con los valores previos se calcula el parámetro Z

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A_{ct}} = 2500 \sqrt[3]{6 * 87.2} = 20,143 \text{ kg/cm}^2 < 26,000 \text{ kg/cm}^2$$

Los valores del parámetro Z para cada sección de la viga tanto en la parte central y extrema se desarrollan en la tabla 47

Tabla 47: Control de fisuración en la viga VT-03

Descripción	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3		
	Negativa	Positiva	Negativa	Negativa	Positiva	Negativa	Negativa	Positiva	Negativa
Ms (ton.m)	12.57	9.08	5.61	5.61	2.87	5.01	9.97	14.14	12.48
jd (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
f's (kg/cm²)	2,586	2,335	1,444	1,444	1,474	1,288	2,563	2,491	2,568
d' (cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Ast (cm²)	87	109	109	109	218	109	109	87	87
Z calc.	20,839	20,273	12,534	12,534	16,126	11,179	22,254	20,075	20,695

La Norma E060, establece que el parámetro Z debe ser menor a 26,000 kg/cm², por tanto los valores obtenidos de la tabla 47 son menores al máximo. Se concluye que la viga VT-03 se comportará de manera adecuada ante cargas de servicio ante fisuración.

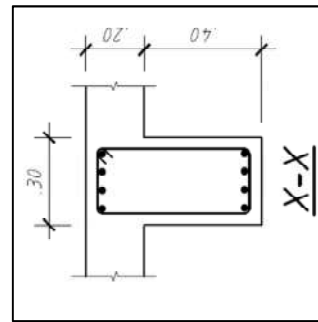
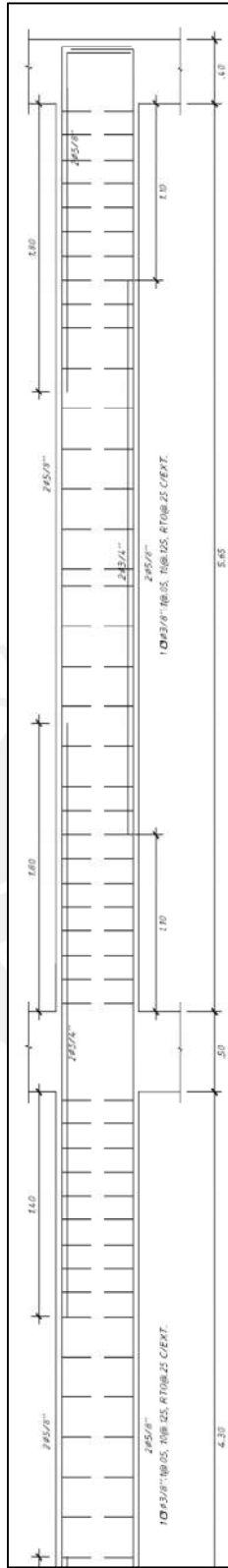
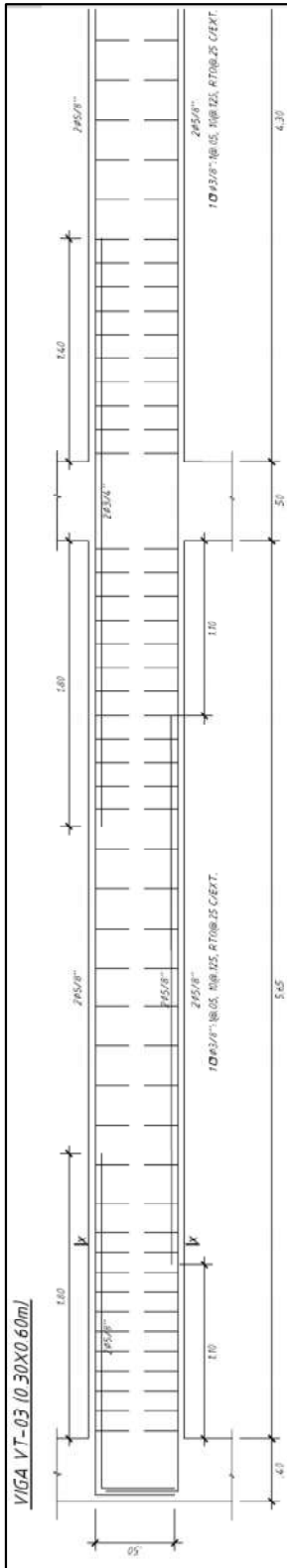


Figura 27: Desarrollo del refuerzo de la viga VT-03

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS

8.1. Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión se realiza dando una cuantía mínima a la columna y así construyendo el diagrama de interacción para verificar que las cargas se encuentre al interior del diagrama.

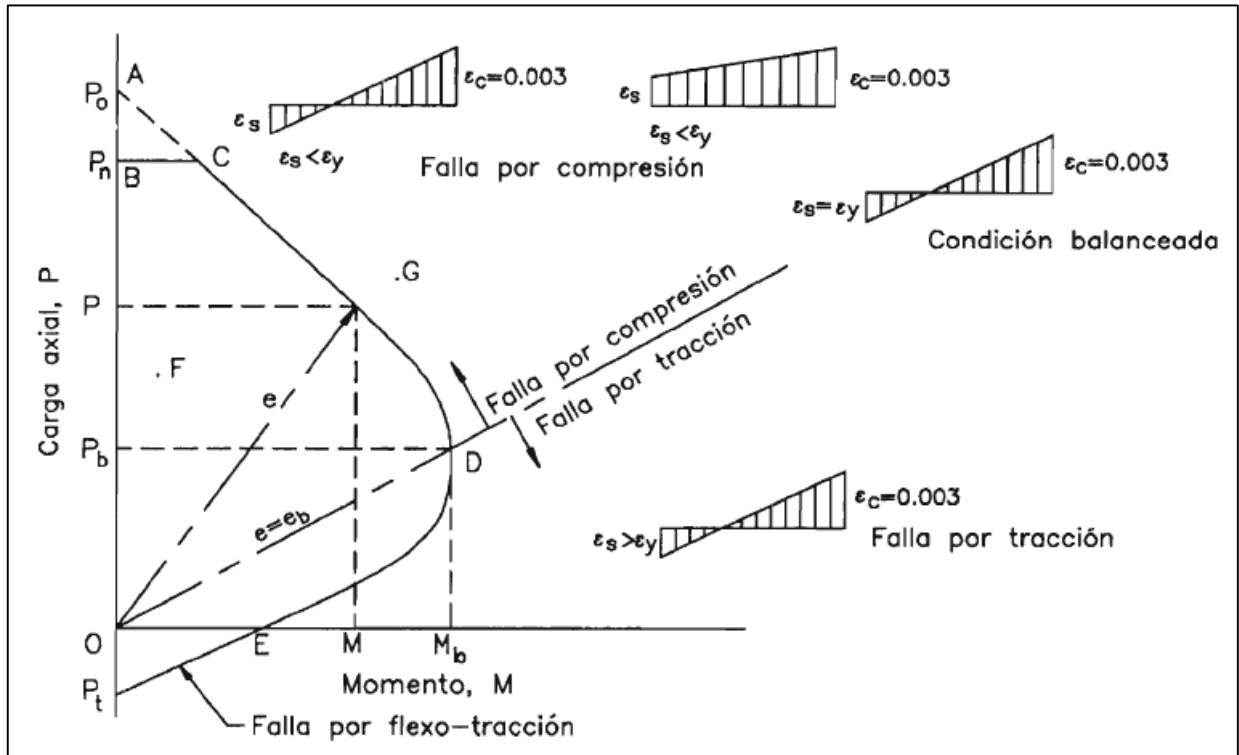


Figura 28. Diagrama de interacción de una sección rectangular con refuerzo simétrico (Harmsen, 2002)

La Norma E060 establece las recomendaciones para realizar un diseño sísmico por flexocompresión.

- La cuantía de acero debe encontrarse en el rango de 1% a 6%
- En los nudos columna – viga la distribución de los estribos no excederá de 15 cm

8.2. Diseño por cortante

La Norma E060 presenta la fórmula para determinar la capacidad a corte de componentes sometidos a compresión axial.

$$\Phi V_c = 0.85 * .53 \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right), \quad V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

Además, la Norma E060 establece el procedimiento para calcular la cortante “Vu”.

- La cortante de diseño es la suma de los momentos Mn en los extremos de la columna asociados a la carga axial última “Pu” entre la luz libre de la columna.
- La cortante máxima debido a las combinaciones de diseño pero amplificado por un valor de 2.5 al sismo.

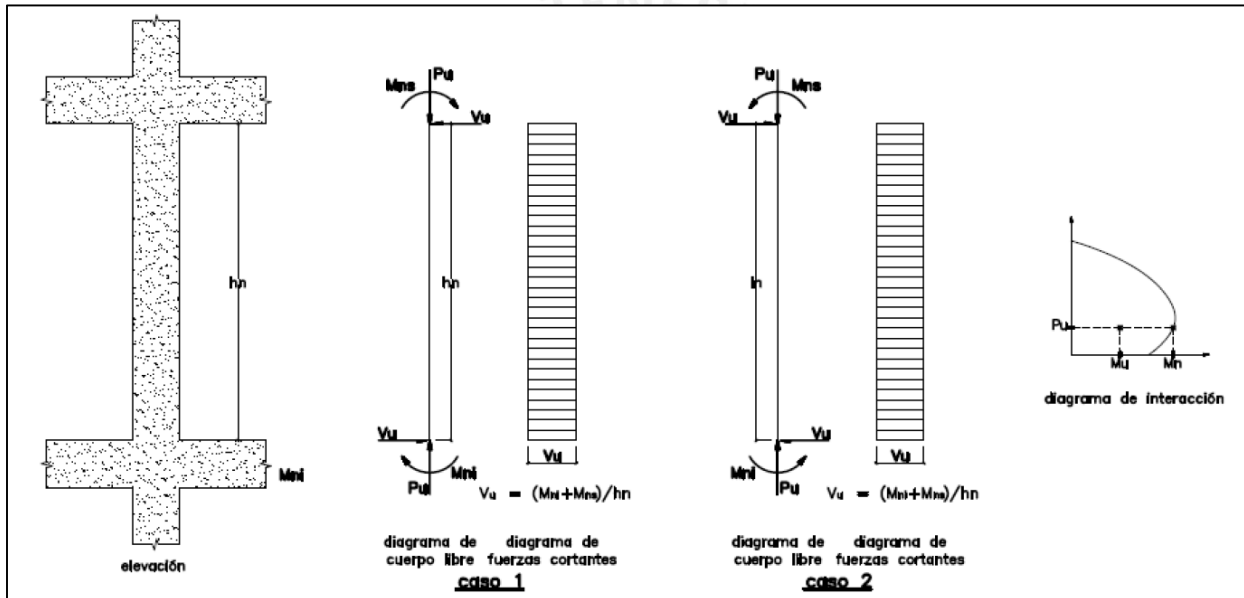


Figura 29. Cortante de diseño en columnas. (Norma E060, 2016)

La Norma E060, en el artículo 21.6.4, establece los requisitos para calcular el valor “So” para los estribos siguiendo estas recomendaciones:

- 8db (diámetro de la barra longitudinal)
- La mitad de la menor dimensión de la sección de la columna
- 10 cm

El valor “Lo” debe ser mayor a los siguientes valores:

- La sexta parte de la luz libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección de la columna
- 50 cm (2009, pp.163)

8.3.Caso de diseño de columna

Se detalla el diseño de la columna C-03 (0.40x0.50m) que se muestra en la figura 30.

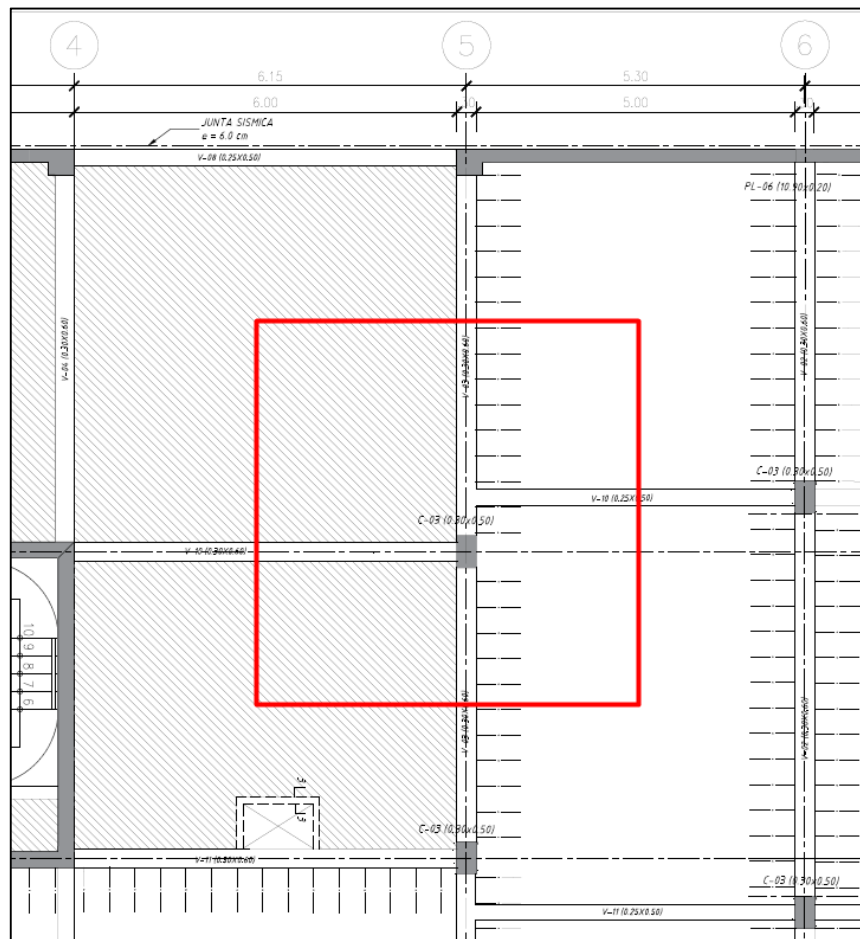


Figura 30. Vista en planta de la columna C-03

En la tabla 48, se muestra los estados de carga de la columna C-03 para el primer nivel.

Tabla 48: Cargas actuantes en columna C-03 del primer nivel

C-01	P	VX-X	VY-Y	T	MX-X	MY-Y
Cargas	ton	ton	ton	ton.m	ton.m	ton.m
Muerta	117.98	0.70	0.60	0.00	0.75	0.92
Viva	48.35	0.29	0.32	0.00	0.39	0.38
Sismo X-X	5.29	0.04	0.86	0.01	2.21	0.02
Sismo Y-Y	0.49	0.14	0.06	0.01	0.13	0.35

8.3.1. Capacidad por flexocompresión

En primer lugar, se realiza un metrado convencional para la columna del piso típico y último piso para obtener la carga última por cargas gravedad para el primer piso.

Tabla 49: Metrado de la columna C-03

Área tributaria del piso típico			
Área losa aligerada	2.50m x 5.20 m	13.0	m2
Área losa maciza	3.00m x 5.20 m	15.6	m2
Metrado Piso Típico			
Cargas Muertas			
P. Losa Aligerada	13.0 m2x0.30ton/m2 =	3.9	ton
P. Losa Maciza	15.6m2x0.48ton/m2 =	7.5	ton
Piso Terminado	28.60m2x0.10ton/m2 =	2.9	ton
Viga VT- 03	7.98m x0.30x0.60x2.40 ton/m3 =	3.4	ton
Viga VT- 10	2.50m x0.25x0.50x2.40 ton/m3 =	0.8	ton
Columna	0.40x0.50x3.0x2.40ton/m3 =	1.4	ton
	Σ Total =	19.9	ton
Cargas Vivas			
S/C	28.60 m2x0.30ton/m2 =	8.58	ton
Tabiquería Móvil	28.60 m2x0.05ton/m2 =	1.43	ton
	Σ Total	10.01	ton
Área tributaria del último piso			
Área losa aligerada	2.50m x 5.20 m	28.6	m2
Área losa maciza	-	-	m2
Metrado del último piso			
Cargas Muertas			
P. Losa Aligerada	28.60m2x0.30ton/m2 =	8.6	ton
P. Piso Terminado	28.60m2x0.10ton/m2 =	2.9	ton
Viga VT-03	7.98m x0.30x0.60x2.40 ton/m3 =	3.4	ton
Viga VT-10	2.50m x0.25x0.50x2.40 ton/m3 =	0.8	ton
Columna	0.40x0.50x3.0x2.40ton/m3 =	1.4	ton
	Σ Total =	17.1	ton

Cargas Vivas			
S/C	28.60 m ² x0.10ton/m ² =	2.86	ton
Total	Σ Total =	2.86	ton
Carga última en el primer piso			
Carga Muerta	5P típico +P último piso	117	ton
Carga Viva	5P típico +P último piso	53	ton
Pu	CU: 1.4D+1.7L	253	ton

Se realiza las combinaciones de diseño para obtener las cargas últimas actuantes en la tabla 50.

Tabla 50: Combinaciones de cargas para ambos direcciones

C-01	P	VX-X	VY-Y	T	MX-X	MY-Y
Cargas	ton	ton	ton	ton.m	ton.m	ton.m
1.4D+1.7L	247.36	1.46	1.38	0.00	1.71	1.92
1.25(D+L)+1SX	202.62	1.26	0.29	0.01	0.79	1.64
1.25(D+L)-1SX	213.20	1.19	2.01	0.02	3.64	1.60
1.25(D+L)+1SY	207.42	1.37	1.08	0.00	1.30	1.97
1.25(D+L)-1SY	208.40	1.09	1.21	0.01	1.55	1.26
0.9D+1SX	100.90	0.66	0.32	0.01	1.54	0.85
0.9D-1SX	111.47	0.59	1.41	0.01	2.88	0.80
0.9D+1SY	105.70	0.77	0.48	0.00	0.55	1.18
0.9D-1SY	106.67	0.49	0.61	0.01	0.80	0.47

Para el diseño inicial del diagrama de iteración, se toma una cuantía mínima 1%. Se tiene un área de la sección de 2000 cm², lo cual se requiere un área de acero de refuerzo de 20 cm². Sin embargo, se ha optado por una cuantía igual a 1.88%. En la figura 32, se presenta el diagrama de iteración con los puntos de las combinaciones de cargas de la tabla 50 para la respectiva sección de la columna.

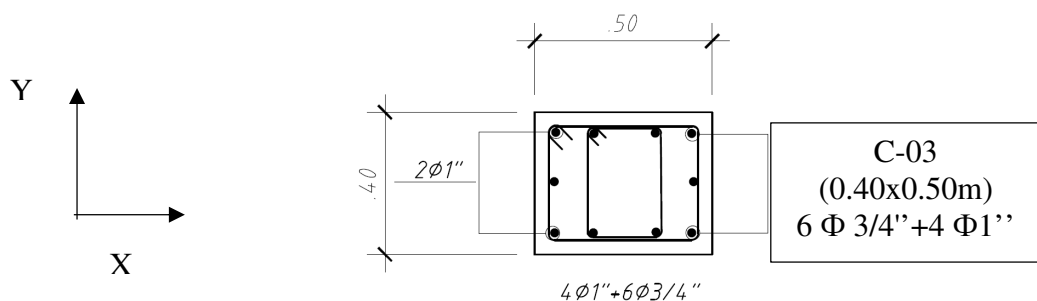


Figura 31. Sección de la columna C-03

El diagrama iteración para la dirección X se desarrolla en la figura 32.

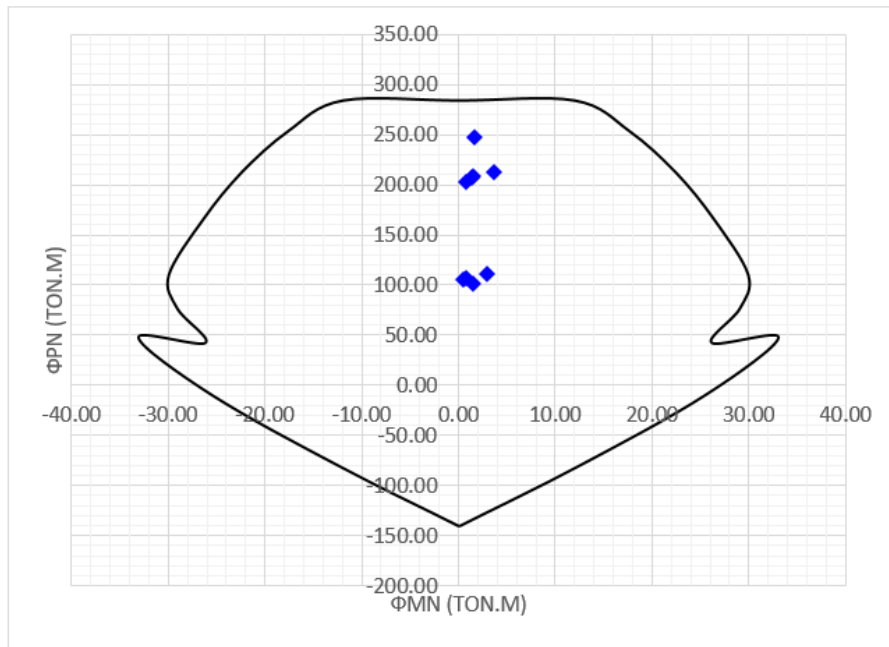


Figura 32. Verificación por flexocompresión en eje X-X con los puntos (Pu, Mu)

De la figura 32, se observa que los valores Mu y Pu caen al interior del diagrama de iteración. Por tanto, la distribución del refuerzo longitudinal planteado inicialmente es adecuada.

8.3.2. Diseño por cortante

Elementos verticales sometidos a carga axial mayor $0.1f_c A_g$, la capacidad a corte se determina por la siguiente expresión:

$$\Phi V_c = 0.85 * .53 \sqrt{f'c} b_w d \left(1 + \frac{Nu}{140A_g} \right)$$

$$\Phi V_c = 0.85 * .53 \sqrt{210} \times 40 \times 44 \times \left(1 + \frac{253000}{140 \times 40 \times 50} \right) = 21.87 \text{ ton}$$

Luego se procede hallar el Vu de diseño de acuerdo a lo planteado en capítulo 9.2

- a) $V_u = (M_n \text{ superior} + M_n \text{ inferior}) / h_n = (20.10 + 20.10) / 2.60 = 15.46 \text{ ton}$
- b) $V_u = 1.25 \times (0.6 + 0.32) + 2.5 \times 0.86 = 3.30 \text{ ton}$

De los resultados anteriores se muestra que la capacidad a corte de la columna es mayor que la cortante ultima ($\Phi V_c > V_u$), lo que implica que no requiere estribos. La Norma E060 en el artículo 21 establece el confinamiento de los estribos en una columna.

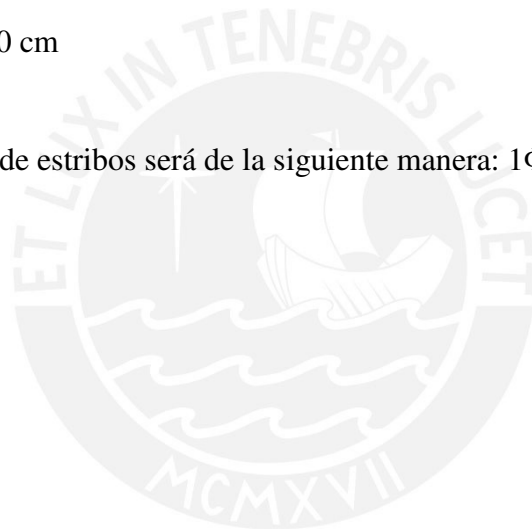
El valor “So” debe ser menor que los tres valores mostrados:

- $8db \text{ longitudinal} = 8 * 1.87 = 15 \text{ cm}$
- $0.5 \min(a,b) = 0.5 * 40 = 20 \text{ cm}$
- 10cm

El valor “Lo” deber ser menor que los tres valores mostrados:

- $L/6 = 260/6 = 43.33 \text{ cm}$
- Máximo (a, b) = 50 cm
- 50cm

Finalmente, la distribución de estribos será de la siguiente manera: $1\Phi 3/8''$: [6@0.10](#), resto @0.25



CAPÍTULO 9: DISEÑO DE PLACAS

9.1 Diseño por flexocompresión

El diseño de placas se realiza bajo lo establecido en la Norma E060. En primer lugar, se da una cuantía mínima a los muros para realizar el diagrama de iteración para verificar que las cargas últimas P_u y M_u se encuentre dentro del diagrama.

La Norma E060, en el capítulo 21, menciona que en el diseño de muros es necesario verificar la necesidad de los elementos de borde.

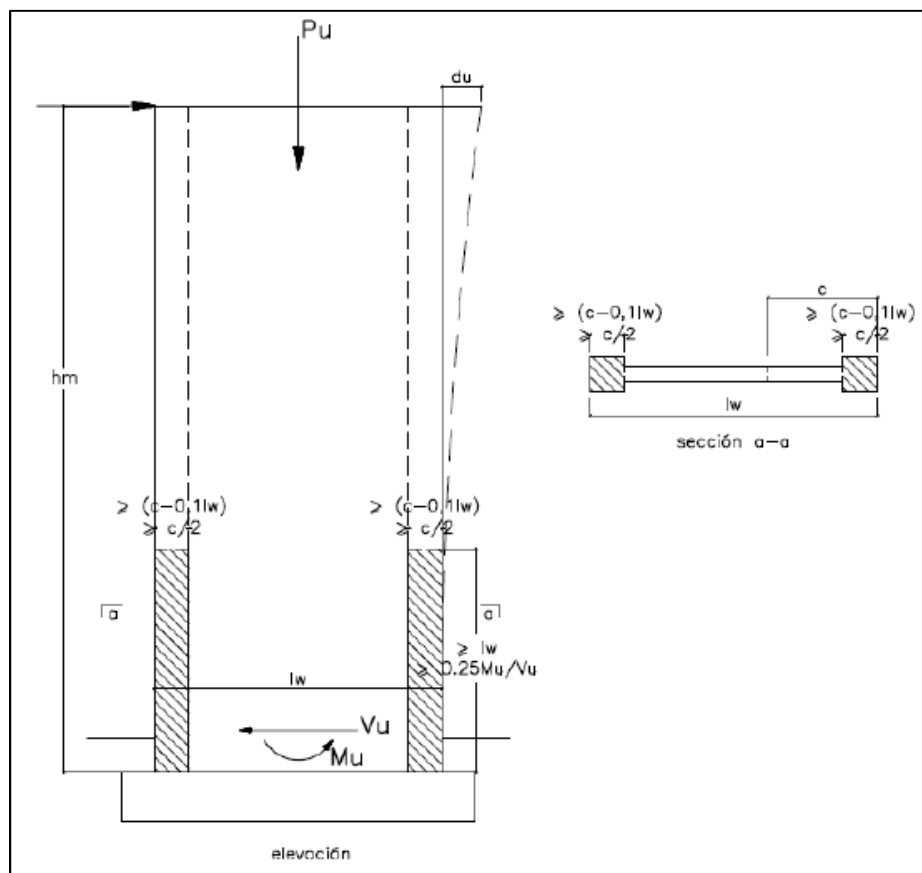


Figura 33. Elementos de borde (Norma E060, 2016)

La Norma E060 establece la expresión para verificar el requerimiento de núcleo de confinamiento.

$$c \geq \frac{l_m}{600 (\delta u / h_m)}$$

9.2 Diseño por cortante

La Norma E060 menciona los lineamientos para el diseño por cortante en muros y las expresiones para determinar la capacidad a corte (V_c) considerando la geometría de la placa.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'c})$$

$$\alpha_c = 0.80, \text{ si } \frac{h_m}{l_m} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53, \text{ si } \frac{h_m}{l_m} \geq 2.0$$

$$0.53 < \alpha_c < 0.80, \text{ si } 1.5 < \frac{h_m}{l_m} < 2.0$$

La Norma E060 establece el cálculo de la cortante última que se debe amplificar para obtener una falla por flexocompresión y no por corte.

$$V_u \geq V_{ua} \frac{Mn}{Mua} ; y \frac{Mn}{Mua} \leq R$$

9.3 Refuerzo horizontal y vertical

La Norma E060 menciona los requerimientos para obtener la distribución de los refuerzos horizontales y verticales para el muro.

Si $V_u > 0.27\sqrt{f'c} t d$, se desarrollará el cálculo del refuerzo horizontal y vertical con las formulas:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c, \rho_h = \frac{V_s}{f_y t d} ; \rho_{h \text{ min}} = 0.0025$$

La cuantía vertical ρ_v , debe ser mayor que:

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

9.4 Caso de diseño

Se desarrollará el diseño del muro PL-06 que se muestra en la figura 34. Las dimensiones del muro son las siguientes: largo (L_m) = 10.85m, espesor (e) = 0.20m y altura total (H_m) = 20m.

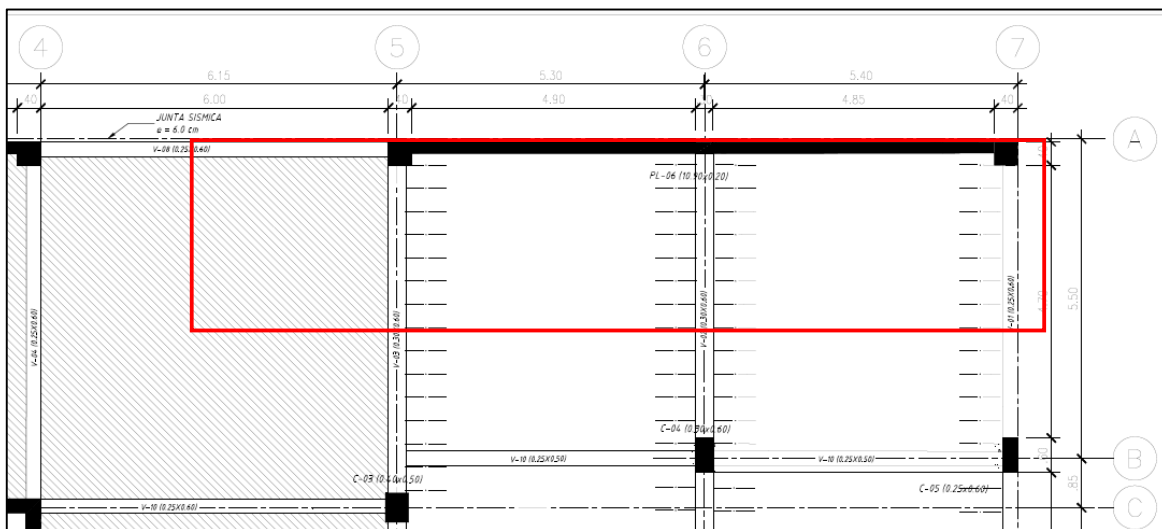


Figura 34. Vista en planta del muro PL-06 de dimensiones 10.85x0.20m

La tabla 51 muestra el metrado de cargas muerta y viva del muro para compararlo con lo obtenido del ETABS.

Tabla 51: Metrado de cargas en la placa PL-06

Metrado general			
Área losa aligerada	2.95mx10.90 m	32.7	m2
Área losa Maciza	3.00mx2.95 m	8.85	m2
Metrado de Piso Típico			
Cargas Muertas			
P. Losa Aligerada	32.7m2x0.30ton/m2	9.81	ton
P. Losa Maciza	8.85m2x0.20x2.4ton/m2	4.25	ton
Piso Terminado	41.55m2x0.10ton/m2	4.15	ton
Viga VT-08	3.00m x0.25x0.60x2.40 ton/m3	1.08	ton
Viga VT-03	2.83m x0.30x0.60x2.40 ton/m3	1.22	ton
Viga VT-02	2.45m x0.30x0.60x2.40 ton/m3	1.06	ton
Viga VT-01	2.35m x0.25x0.60x2.40 ton/m3	0.85	ton
Placa	10.90x0.20x3.20x2.40ton/m3	16.74	ton
	Σ Total	39.16	ton
Cargas Vivas			
S/C	41.55 m2x0.30ton/m2	12.47	ton

Tabiquería Móvil	41.55 m ² x0.05ton/m ²	2.08	ton
	Σ Total	14.54	ton
Metrado del último piso			
Cargas Muertas			
Losa Aligerada	41.55m ² x0.30ton/m ²	12.47	ton
Piso Terminado	41.55m ² x0.10ton/m ²	4.16	ton
Viga VT-08	3.00m x0.25x0.60x2.40 ton/m ³	1.08	ton
Viga VT-03	2.83m x0.30x0.60x2.40 ton/m ³	1.22	ton
Viga VT-02	2.45m x0.30x0.60x2.40 ton/m ³	1.06	ton
Viga VT-01	2.35m x0.25x0.60x2.40 ton/m ³	0.85	ton
Placa	10.90x0.20x3.20x2.40ton/m ³	16.74	ton
	Σ Total	37.57	ton
Cargas Vivas			
S/C	41.55 m ² x0.10ton/m ²	4.16	ton
	Σ Total	4.16	ton
Columna del primer piso			
Carga Muerta	5Ptípico +P último piso	233.36	ton
Carga Viva	5Ptípico +P último piso	76.87	ton
Pu	1.4D+1.7L	457.4	ton

La tabla 52 resume las cargas por piso para el muro PL-06 con software ETABS.

Tabla 52: Cargas actuantes para cada nivel del edificio obtenidos del ETABS

Nivel	Casos de carga	P	V2	V3	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
Piso 1	C. Muerta	216.42	5.08	0.88	1.25	2.21
	C. Viva	58.49	2.25	0.46	0.65	8.20
	C. Sismo X-X	14.55	50.02	1.40	4.53	441.98
	C. Sismo Y-Y	4.55	69.33	0.08	0.23	762.68
Piso 2	C. Muerta	176.11	11.77	2.96	4.58	25.08
	C. Viva	48.01	5.23	1.54	2.38	17.25
	C. Sismo X-X	12.64	38.73	2.05	3.60	251.14
	C. Sismo Y-Y	4.07	60.40	0.08	0.14	500.17
Piso 3	C. Muerta	140.25	14.66	2.98	4.44	33.79
	C. Viva	37.22	6.51	1.53	2.28	20.02
	C. Sismo X-X	10.00	29.60	2.47	3.98	146.84
	C. Sismo Y-Y	3.39	51.20	0.10	0.16	334.53
Piso 4	C. Muerta	104.02	16.13	3.22	4.82	34.41
	C. Viva	26.26	7.07	1.63	2.44	19.24
	C. Sismo X-X	7.12	21.00	2.48	3.70	73.59
	C. Sismo Y-Y	2.59	40.75	0.10	0.15	196.31
Piso 5	C. Muerta	67.52	16.90	3.30	4.97	31.02
	C. Viva	15.19	7.22	1.71	2.54	16.96
	C. Sismo X-X	4.26	12.10	2.39	3.36	33.68
	C. Sismo Y-Y	1.73	27.37	0.10	0.14	88.41
Piso 6	C. Muerta	30.79	17.17	3.79	5.45	25.64
	C. Viva	4.04	6.82	1.51	2.40	14.40
	C. Sismo X-X	1.50	7.39	2.26	3.03	25.24
	C. Sismo Y-Y	0.86	8.97	0.10	0.13	20.41

9.4.1. Diseño por flexocompresión

Se desarrolla la capacidad por flexocompresión de la placa PL-06 para el primer nivel, ya que es el nivel de mayor carga actuante. Los resultados de la tabla 53 muestran de las combinaciones de carga del primer piso de la placa PL-06.

Tabla 53: Combinaciones de carga en el primer piso de la Placa PL-06

COMBINACIONES	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D+1.7L	402.4	10.94	2.01	2.86	17.026
0.9D+1SX	180.2	54.59	2.19	5.65	443.96
0.9D-1SX	209.3	45.46	0.61	3.39	439.99
0.9D+1SY	190.2	73.90	0.87	1.35	764.66
0.9D-1SY	199.3	64.80	0.71	0.89	760.69
1.25(D+L)+1SX	329.0	59.19	3.07	6.90	454.90
1.25(D+L)-1SX	358.1	40.87	0.27	2.14	428.97
1.25(D+L)+1SY	339.0	78.50	1.75	2.61	775.68
1.25(D+L)-1SY	348.1	60.17	1.60	2.15	749.67

Se considera una distribución del refuerzo vertical igual a $\varnothing 3/8@0.25m$ a lo largo del muro. El diagrama de iteración obtenido para esa cuantía de acero se desarrolla en la figura 35.

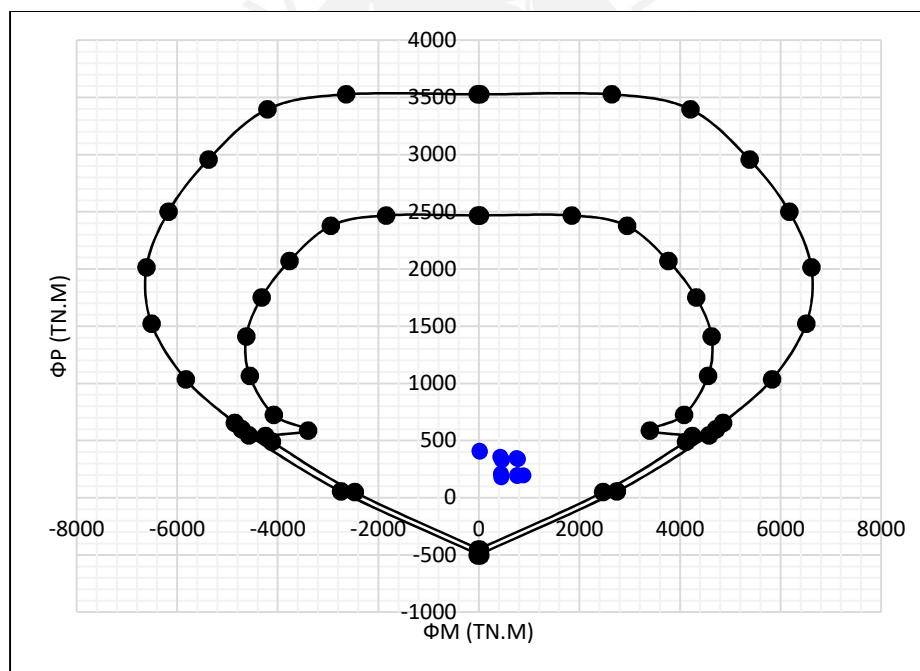


Figura 35. Diagrama de iteración en el eje X-X

De acuerdo al gráfico de la figura 35, los puntos de las carga caen al interior del diagrama de iteración del muro, por tanto la distribución del acero es correcto.

9.4.2. Diseño por cortante

De la tabla 52, para la combinación 1.25D+1.25L+1.0Ey se obtiene la cortante máxima de diseño $V_u=78.48$ ton. Para esta combinación se tiene un carga axial última $P_u= 339$ ton y un momento ultimo de diseño $M_u= 775$ ton.m. Se procede a determinar la cortante última amplificada de acuerdo a la Norma E060:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} = \frac{4110}{775} = 5.30 < R = 6, ok$$

$$V_u = V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) = 78.48 \left(\frac{4110}{775} \right) = 416.2 \text{ ton}$$

Se procede a determinar la capacidad del concreto al corte con lo visto en las ecuaciones del capítulo 9.2. Luego se procede hallar la resistencia del refuerzo horizontal requerido para soportar la cortante actuante.

$$\frac{h_m}{l_m} = \frac{20}{10.90} = 1.83 < 2.0 ; \text{por tanto } \alpha_c = 0.70$$

$$V_c = A_{cw} (\alpha_c \sqrt{f'c}) = 20 \times 1090 \times (0.70 \times \sqrt{210}) = 221.14 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{416.20}{0.85} - 221.14 = 268.50 \text{ ton}$$

Se halla la cuantía horizontal requerida ρ_h con la ecuación 10.3.1 de la Norma E060 y se verifica que sea mayor al mínimo exigido por la Norma E060 $\rho_{h \text{ min}} = 0.0025$.

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} f_y} = \frac{268.50}{1090 \times 20 \times 4200} = 0.00285 \geq 0.0025, Si$$

Entonces se realiza el cálculo del espaciamiento de las barras de refuerzos horizontal. Se plantea inicialmente con un acero de 3/8'' de diámetro para estimar el espaciamiento.

$$S = \frac{A_s n}{b x f' y} = \frac{2 * 0.71}{0.00285 * 20} = 24.90$$

$$V_{s_{max}} = 2.1 \sqrt{f'c} b_w d = 2.1 \sqrt{210} 20 \times 480 = 243.46 \text{ ton} > V_s, OK$$

Luego, se procede a calcular el refuerzo vertical para el muro mediante la ecuación de la Norma E060:

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

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{20}{10.90} \right) (0.00285 - 0.0025) = 0.00263$$

Por tanto, la distribución del acero vertical es igual a 3/8” @0.25 a lo largo del muro.



CAPÍTULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIÓN

10.1 Generalidades de la cimentación

El estudio geotécnico caracterizo las propiedades mecánicas del estrato resistente:

- Tipo S1
- Capacidad admisible $\sigma_{adm}=40 \text{ ton/m}^2$
- Peso específico $\delta=1.80 \text{ ton/m}^3$
- Angulo de fricción $\phi = 30^\circ$

10.2 Consideraciones para el diseño de cimentaciones

Las dimensiones de la zapata se calculan en base a la metodología de esfuerzos admisibles (ASD), Este método permite calcular los esfuerzos que se generan en la base de la cimentación y así verifica que el esfuerzo admisible del suelo no se supere. Sin embargo, la distribución de barras de refuerzo y la dimensión del peralte la zapata se debe diseñar con la metodología de diseño por resistencia que utiliza las cargas últimas amplificadas.

En adicción, la capacidad portante del suelo se incrementa por 1.30 para las combinaciones de servicio que contenga la carga de sismo.

Combinaciones de carga de gravedad:
$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} + \frac{M_x c}{I_x} + \frac{M_y c}{I_y} < \sigma_{adm}$$

Combinaciones con cargas de gravedad y sismo:
$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} + \frac{M_x c}{I_x} + \frac{M_y c}{I_y} < 1.3\sigma_{adm}$$

10.3 Combinaciones de diseño de cimentaciones

La Norma E020, en el capítulo 5, establece las combinaciones de servicio para una verificación de por esfuerzos admisibles

Tabla 54: Combinaciones para esfuerzos admisibles (Norma E020, 2006)

CS1	D
CS2	D+L
CS3	D+0.70EX
CS4	D+0.70EY
CS5	0.75D+0.75L+0.53EX
CS6	0.75D+0.75L+0.53EY

10.4 Verificación por cortante

La Norma E060 permite hallar la capacidad a corte de la zapata con la siguiente expresión:

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

La verificación a corte de la sección se mide a una distancia “d” de la cara del elemento vertical en las dos direcciones en forma independiente como se muestra en la figura 36.

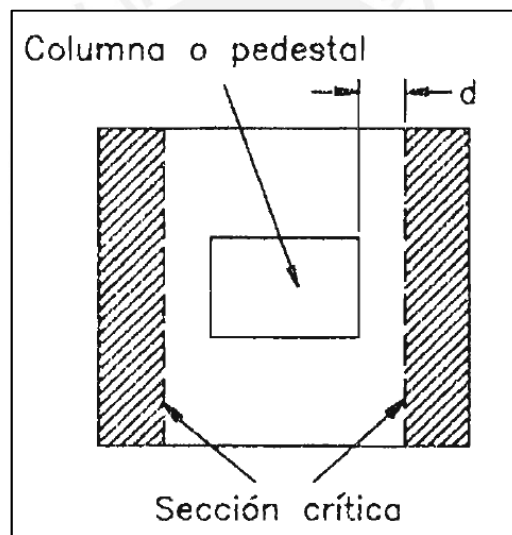


Figura 36. Sección crítica para el diseño del corte por flexión. (Harmsen, 2002)

10.5 Verificación por punzonamiento

La capacidad a punzonamiento se verifica a $d/2$ de la cara de la columna. En la figura 37 se muestra la sección de diseño que se encuentra a $d/2$ de la cara y el área de punzonamiento.

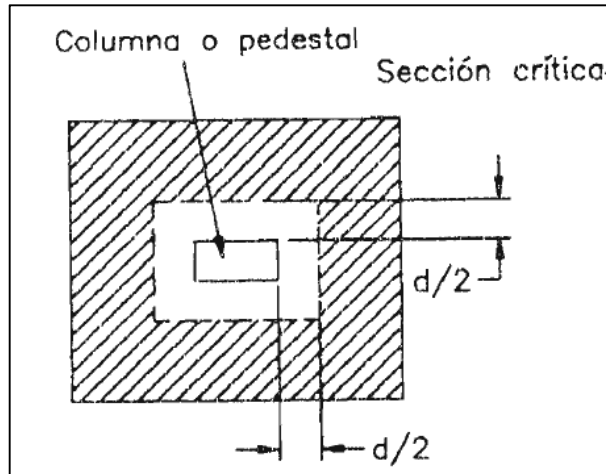


Figura 37. Sección crítica para el diseño del corte por punzonamiento. (Harmsen, 2002)

La cortante última de diseño se obtiene de la multiplicación del esfuerzo último de diseño por el área tributaria de la cimentación.

$$V_u = \sigma_u (A - A_0)$$

La resistencia al punzonamiento es producto del perímetro de la sección y el peralte de la zapata.

La Norma E060 presenta la ecuación para estimar el punzonamiento:

$$\phi V_c = \phi (1.06) \sqrt{f'_c} b_o d$$

10.6 Caso de diseño zapata Z-09

Se desarrollara la verificación por flexión de la zapata Z-9 que se muestra en la figura 38.

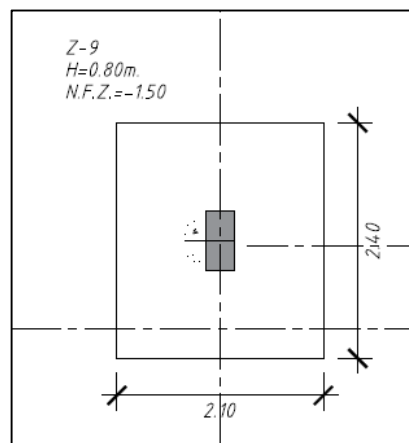


Figura 38. Zapata Z-09 de la columna C-04

En la tabla 55, se resume las fuerzas que se transmite a la zapata aislada analizada.

Tabla 55: Fuerzas en la base de la columna C-04

Cargas	P (ton)	Mx-x (ton.m)	My-y (ton.m)
Dead	112.98	-0.28	0.04
Live	53.59	-0.19	0.02
Sismo X-X	-5.54	3.00	0.13
Sismo Y-Y	-0.46	0.17	0.40

La tabla 55, muestra que las cargas dominantes son las cargas de gravedad, por tanto para determinar las dimensiones requeridas para la zapata viene dado de la siguiente expresión.

$$A = \frac{1.05 P}{0.9\sigma_{adm}} = \frac{1.05 \times (112.98 + 53.59)}{0.9 \times 40} = 4.85 \text{ m}^2$$

Del área requerida de 4.85 m² se dimensiona la zapata con 2.10mx2.40mx0.70m para obtener un volado en las dos direcciones de 0.90m medido desde de la cara de la columna C-04. Se calcula los esfuerzos σ_{max} y σ_{min} tanto para cargas de gravedades como sísmicas y así verificar que los esfuerzos generados en la base de la cimentación no sean mayores al esfuerzo admisible.

Primero, se calcula el peso de la zapata y el terreno:

Elemento	Descripción	P. parcial (ton)
P. Zapata	2.40x2.10x0.7x2.40ton/m ³	8.47
P. Terreno	(2.40x2.10-0.30x0.60) x0.8x1.8 ton/m ³	7.00
P. Columna	0.30x0.50x0.80x2.40	0.29
	ΣTotal =	15.75

En la tabla 61, se realiza las combinaciones de servicio bajo los lineamientos de la Norma E020

Tabla 56: Combinaciones de servicio de la columna C-04

Nº	Combinaciones de Carga	P (ton)	Mx-x (ton.m)	My-y (ton.m)
CS1	D	128.73	-0.28	0.04
CS2	D+L	182.32	-0.50	0.05
CS3	D+0.70EX	123.20	0.01	1.79
CS4	D-0.70EX	134.30	0.01	2.41
CS5	D+0.70EY	128.27	0.00	0.19
CS6	D-0.70EY	129.20	0.01	0.43
CS7	0.75D+0.75L+0.53EX	121.99	1.23	0.11
CS8	0.75D+0.75L-0.53EX	127.86	-1.94	-0.03
CS9	0.75D+0.75L+0.53EY	124.68	-0.27	0.25
CS10	0.75D+0.75L-0.53EY	125.17	-0.45	-0.17

En la tabla 57, se realiza el cálculo de los esfuerzos actuantes en la cimentación para las diversas combinaciones de diseño.

Tabla 57: Esfuerzos en la zapata de la columna C-05

Nº	Combinaciones de Carga	σ_{max} (ton/m ²) = P/A+6M/BL	σ_{min} (ton/m ²) = P/A-6M/BL
CS1	D	25.55	25.52
CS2	D+L	38.44	38.38
CS3	D+0.70EX	27.90	26.12
CS4	D-0.70EX	29.74	27.35
CS5	D+0.70EY	27.81	27.62
CS6	D-0.70EY	28.06	27.63
CS7	0.75D+0.75L+0.53EX	27.38	27.27
CS8	0.75D+0.75L-0.53EX	28.47	28.50
CS9	0.75D+0.75L+0.53EY	27.98	27.73
CS10	0.75D+0.75L-0.53EY	27.87	28.04

De los resultados obtenidos, las dimensiones de la zapata generan esfuerzos por debajo del capacidad admisible.

10.6.1. Capacidad por punzonamiento

La cortante de diseño se obtiene de amplificar el esfuerzo máximo actuante en la base por 1.6 ($\sigma_{ultimo} = 1.6 \times 36.0 = 56.04 \text{ ton/m}^2$). Se ha considerado un peralte efectivo de $d=0.60\text{m}$.

$$A_o = (A + d) \times (B + d) = (0.30 + 0.60) \times (0.50 + 0.60) = 0.99 \text{ m}^2$$

$$V_U = \sigma_u * (A_{total} - A_o) = 56.04 * (2.10 \times 2.30 - 0.99) = 215 \text{ ton}$$

La capacidad al punzonamiento se determina bajo la siguiente formula:

$$\phi V_c = 0.85 (1.06 \times \sqrt{f'c} b_o d)$$

$$\phi V_c = 0.85 (1.06 \times \sqrt{210} \times 360 \times 60) = 313 \text{ ton} > V_u; Ok$$

10.6.2. Capacidad a corte

La capacidad a corte de la zapata Z-9 se utiliza el volado mayor longitud que es igual L=0.90m. Este valor permite calcular la cortante última de diseño:

$$V_U = \sigma_u * (L - D) = 56.3 * (0.90 - 0.60) = 38.67 \text{ ton}$$

Luego se procede a calcular la resistencia al corte de la sección de la zapata

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 \times \sqrt{f'c} b_o d) = 0.85 (0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 60) = 82.26 \text{ ton} > V_u; Ok$$

10.6.3. Capacidad a flexión

La capacidad a flexión se requiere calcular el momento último generado por el volado de la zapata.

$$M_{ux-x} = \frac{\sigma_u B^2}{2} = \frac{56.30 \times 0.90^2}{2} = 47.67 \text{ ton}$$

Del resultado anterior, se calcula el espaciamiento de la varillas de acero de la zapata con un peralte efectivo de 0.60m

$$\text{Para el eje } X - X; A_s = 21.45 \text{ cm}^2, \emptyset 3/4'' @ 25 \text{ cm}$$

$$\text{Para el eje } Y - Y; A_s = 21.45 \text{ cm}^2; \emptyset 3/4'' @ 25 \text{ cm}$$

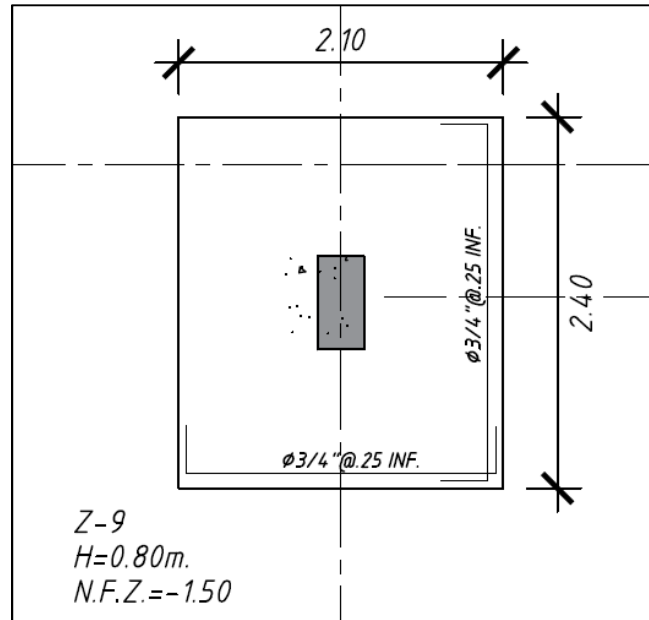


Figura 39. Distribución del refuerzo de la zapata

10.7 Caso de diseño zapata conectada

En la figura 40 presenta la vista en planta de la zapata de la placa PL-06 conectado con unas vigas a las cimentaciones de las columnas C-03, C4 y C-05. La cimentación de la placa PL-06 se encuentra localizada al costado de una propiedad, lo cual genera una excentricidad. Por ello, la viga de cimentación juega un rol importante para contrarrestar los momentos volteantes de la zapata del muro.

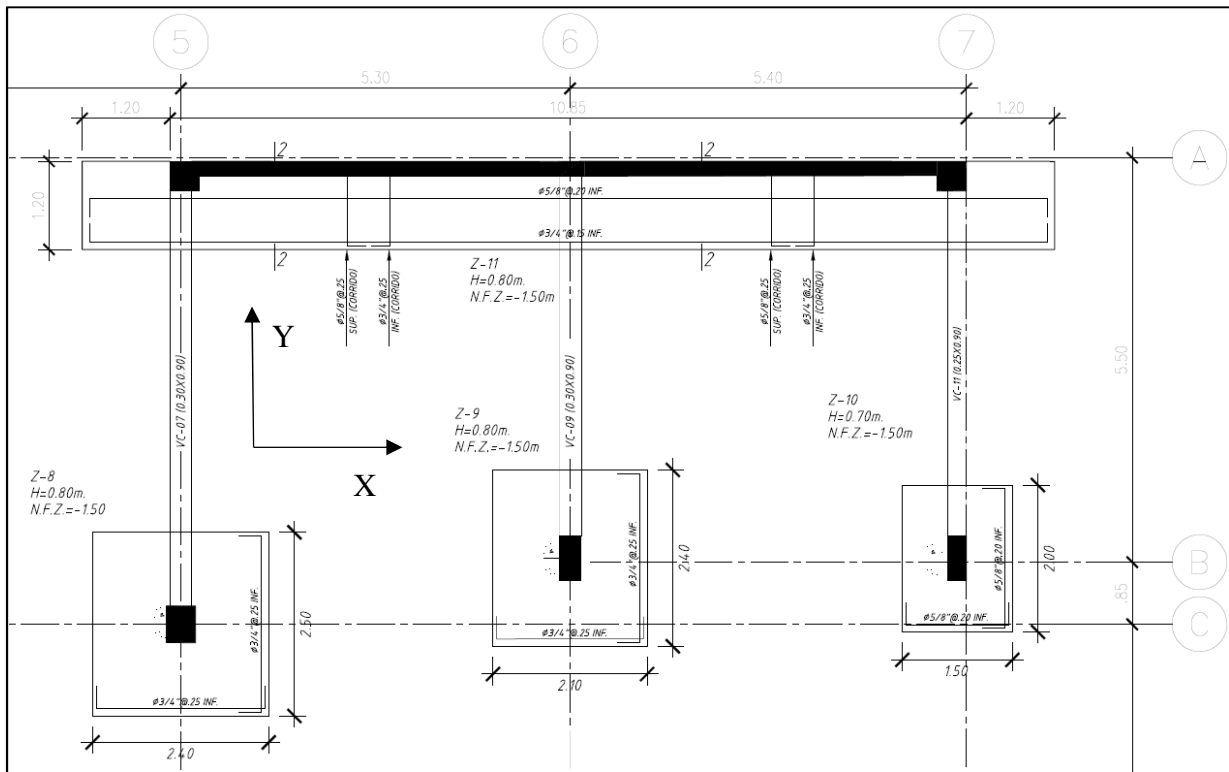


Figura 40. Vista en planta de zapata conectada

En la tabla 58, se resume las cargas actuantes en la placa PL-03 para el nivel 1.

Tabla 58: Fuerzas en la placa PL-03

Cargas	P (ton)	Mx-x (ton.m)	My-y (ton.m)
Dead	201.13	2.30	15.36
Live	58.47	1.20	8.92
Sismo X-X	23.43	7.07	555.82
Sismo Y-Y	6.27	0.01	1093.68

Primero se dimensiona la zapata corrida con las longitudes de 13.25mx1.20mx0.80m. Se realiza un metrado del peso adicional producto del terreno y la zapata.

- $P_{zapata} = 13.25 \times 1.20 \times 0.80 \times 2.40 = 30.52 \text{ ton}$
- $P_{terreno} = (13.25 \times 1.2 - 0.20 \times 10.85) \times (1.50 - 0.8) \times 1.8 = 17.29 \text{ ton}$
- $P_{Placa} = 0.20 \times 10.85 \times (1.5 - 0.8) \times 2.4 = 3.12 \text{ ton}$
- $P_{Propio} = \sum (P_{zapata} + P_{Terreno} + P_{Placa}) = 54.13 \text{ ton}$

En la tabla 59 se realizó las combinaciones por servicio en base a la Norma E020 considerando la carga muerta, viva y sismo.

Tabla 59: Cargas en servicio del muro PL-03

N°	Combinaciones de Carga	P (ton)	Mx-x (ton.m)	My-y (ton.m)
CS1	D	275.61	2.30	15.36
CS2	D+L	334.08	3.50	6.44
CS3	D+0.70EX	259.21	7.24	373.71
CS4	D-0.70EX	292.02	2.65	404.44
CS5	D+0.70EY	280.00	2.29	750.22
CS6	D-0.70EY	271.22	2.30	780.94
CS7	0.75D+0.75L+0.53EX	238.14	6.37	289.75
CS8	0.75D+0.75L-0.53EX	262.98	1.12	299.42
CS9	0.75D+0.75L+0.53EY	253.89	2.62	574.82
CS10	0.75D+0.75L-0.53EY	247.24	2.63	584.48

En la tabla 60, se calculó los esfuerzos actuantes en la cimentación del muro PL-06.

Tabla 60: Esfuerzos en la zapata de la Placa PL-6

N°	Combinaciones de Carga	σ_{max} (ton/m ²) = P/A+6M/BL ²	σ_{min} (ton/m ²) = P/A-6M/BL
CS1	D	18.12	17.21
CS2	D+L	21.61	21.23
CS3	D+0.70EX	27.67	5.56
CS4	D-0.70EX	30.68	6.75
CS5	D+0.70EY	40.14	4.25
CS6	D-0.70EY	40.49	5.72
CS7	0.75D+0.75L+0.53EX	23.84	6.69
CS8	0.75D+0.75L-0.53EX	25.72	8.00
CS9	0.75D+0.75L+0.53EY	33.28	0.73

Los valores de esfuerzos en la base de la zapata son menor al esfuerzo admisible del terreno de fundación, lo cual la zapata tiene un comportamiento adecuado antes las sollicitaciones.

Por la complejidad de la cimentación se verificara el diseño con el software SAFE 2016, el cual se usará para verificar los esfuerzos admisibles.

Los datos preliminares a introducir al software son los siguientes:

- Capacidad admisible= 40 ton/m²
- Módulo de Balasto= 80 ton/cm³
- Capacidad admisible por sismo =52 ton/m² (Amplificación de la Norma E060)
- Peralte de la zapata perimetral= 0.80m
- Peralte de la zapata aisladas centrales =0.80m

Verificación por cargas de gravedad

En la figura 41, se realiza la verificación de los esfuerzos de la cimentación para CM y CV en servicio.

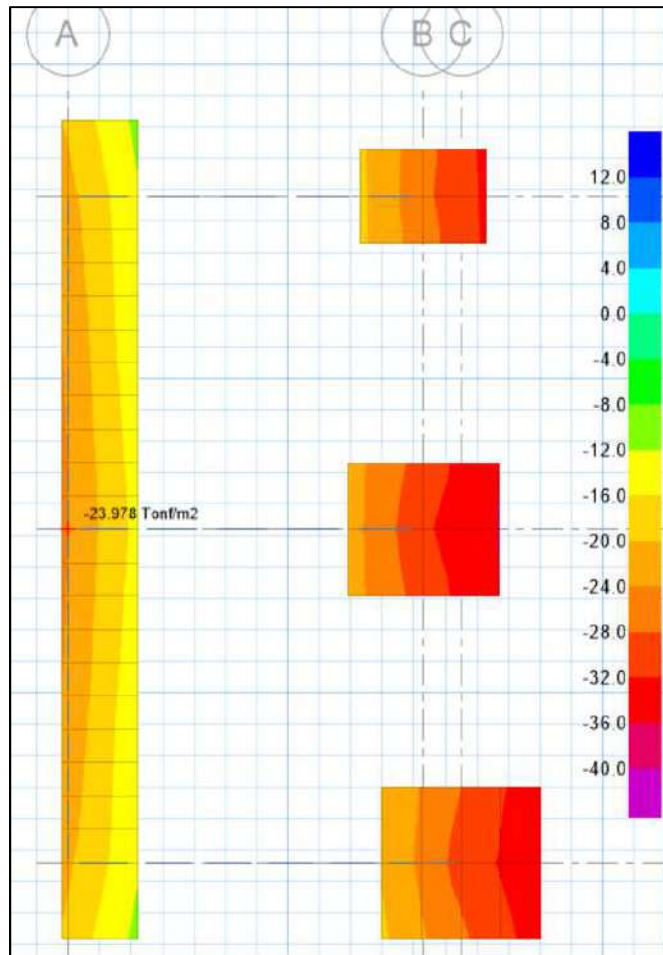


Figura 41. Distribución de Esfuerzos producto de las cargas de CM+CV

El esfuerzo máximo ante cargas muerta y viva es $\sigma=23.98$ ton/m², lo cual es menor a la capacidad del terreno.

Verificación por cargas de sismo en la dirección X y Y

En la figura 42 y 43 se muestra los esfuerzos generados en la cimentación producto de las cargas viva (CM), carga viva (CV) en servicio y la carga de sismo (CS) en la dirección X y Y.

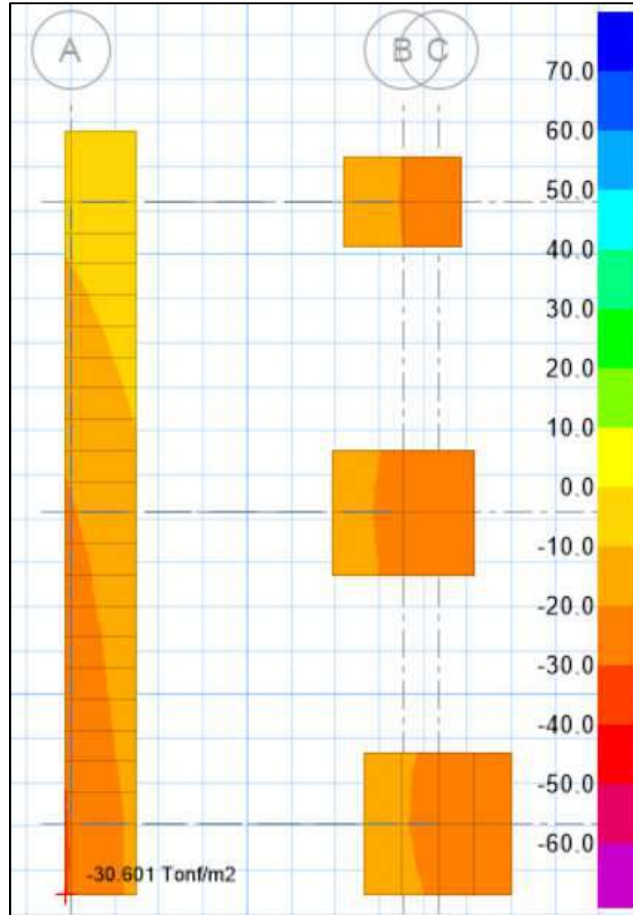


Figura 42. Esfuerzos máximos por la combinación CM-0.7EX en Safe 2016

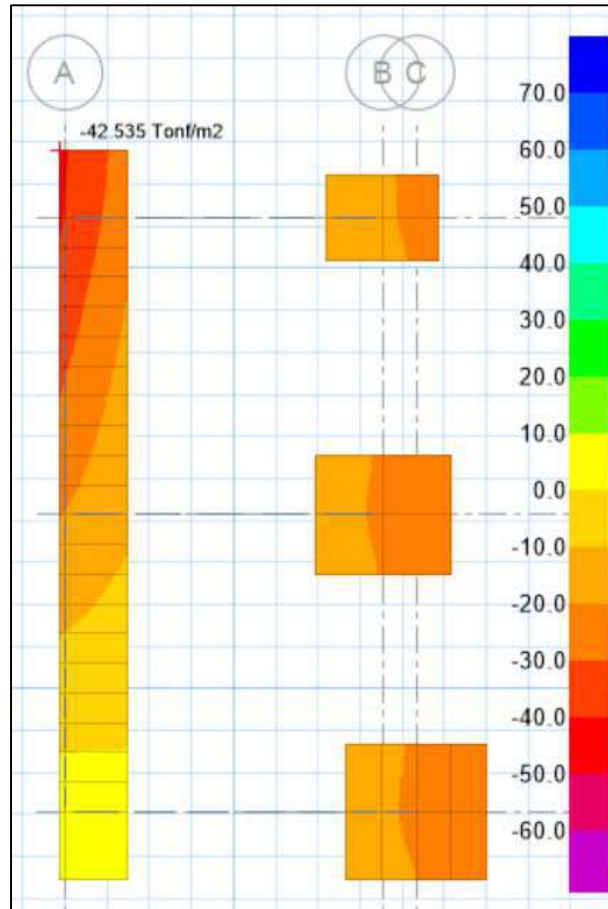


Figura 43. Esfuerzos máximos por la combinación CM+0.7EY en Safe 2016

En las figuras 42 y 43, la combinación CM+0.7E para la dirección “X” y “Y” se obtiene un esfuerzo máximo de $\sigma=42.54 \text{ ton/m}^2$. Los esfuerzos generados en la cimentación son inferiores a la capacidad del terreno.

10.7.1. Capacidad por punzonamiento

La zapata tiene un peral igual a 0.80m. Se calcula la carga de punzonamiento con las dimensiones en planta de la cimentación.

$$A_o = (A + d) \times (B + d) = (10.85 + 0.70) \times (0.20 + 0.70) = 10.39 \text{ m}^2$$

$$V_U = \sigma_u * (A_{total} - A_o) = 1.60 * 42.54 * (15.90 - 10.39) = 384.55 \text{ ton}$$

Luego, la resistencia al punzonamiento de la zapata se calcula del perímetro de punzonamiento que es igual a 24.20m:

$$\phi V_c = 0.85 (1.06x\sqrt{f'c} b_o d)$$

$$\phi V_c = 0.85 (1.06x\sqrt{210} x2420x70) = 2211 \text{ ton} > Vu; Ok$$

Entonces, se verifica que la resistencia al punzonamiento de la zapata es mayor al Vu.

10.7.2. Capacidad a corte

Para determinar la carga de diseño, se toma la dimensión del volado de mayor longitud que es igual a L=1.20m

$$V_U = \sigma_u * (L - D) = 1.60 * 42.54 * (1.20 - 0.70) = 34.89 \text{ ton}$$

Luego se determina la capacidad a corte de la sección de la zapata.

$$\phi V_c = 0.85 (0.53x\sqrt{f'c} b_o d) = 0.85 (0.53x\sqrt{210} x100x70) = 45.70 \text{ ton} > Vu; Ok$$

Entonces, se verifica que la capacidad a corte de la zapata es mayor a la carga de diseño.

10.7.3. Capacidad a Flexión

La capacidad a flexión se requiere calcular el momento último y así determinar el acero distribuido en la zapata. Los esfuerzos últimos se hallan amplificando el esfuerzo máximo por 1.60 dando como resultado $\sigma_u = 1.60x42.54 = 68.10 \text{ ton/m}^2$.

$$M_{ux-x} = \frac{\sigma_u B^2}{2} = \frac{68.10x1.20^2}{2} = 50.22 \text{ ton}; \quad M_{uy-y} = \frac{68.10x1.00^2}{2} = 34.88 \text{ ton}$$

Para los distintos volados se presenta las siguientes distribuciones de refuerzo en las dos direcciones.

$$\begin{aligned} \text{Para el eje } X - X; A_s &= 19.0 \text{ cm}^2, \text{Ø}3/4'' @ 15 \text{ cm} \\ \text{Para el eje } Y - Y; A_s &= 9.21 \text{ cm}^2; \text{Ø}3/4'' @ 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

10.7.4. Diseño de viga de cimentación

La viga VC-01 presenta los siguientes datos para realizar su respectivo diseño:

- Geometría: 30cm x90cm
- Momento: 50.10 ton.m
- Largo: 5.65 m

Las barras longitudinales requeridas para las cargas impuestas es 17.90 cm². El refuerzo transversal se distribuye de acuerdo a lo exigido en la Norma E060.

A continuación se presenta la zapatas diseñadas:

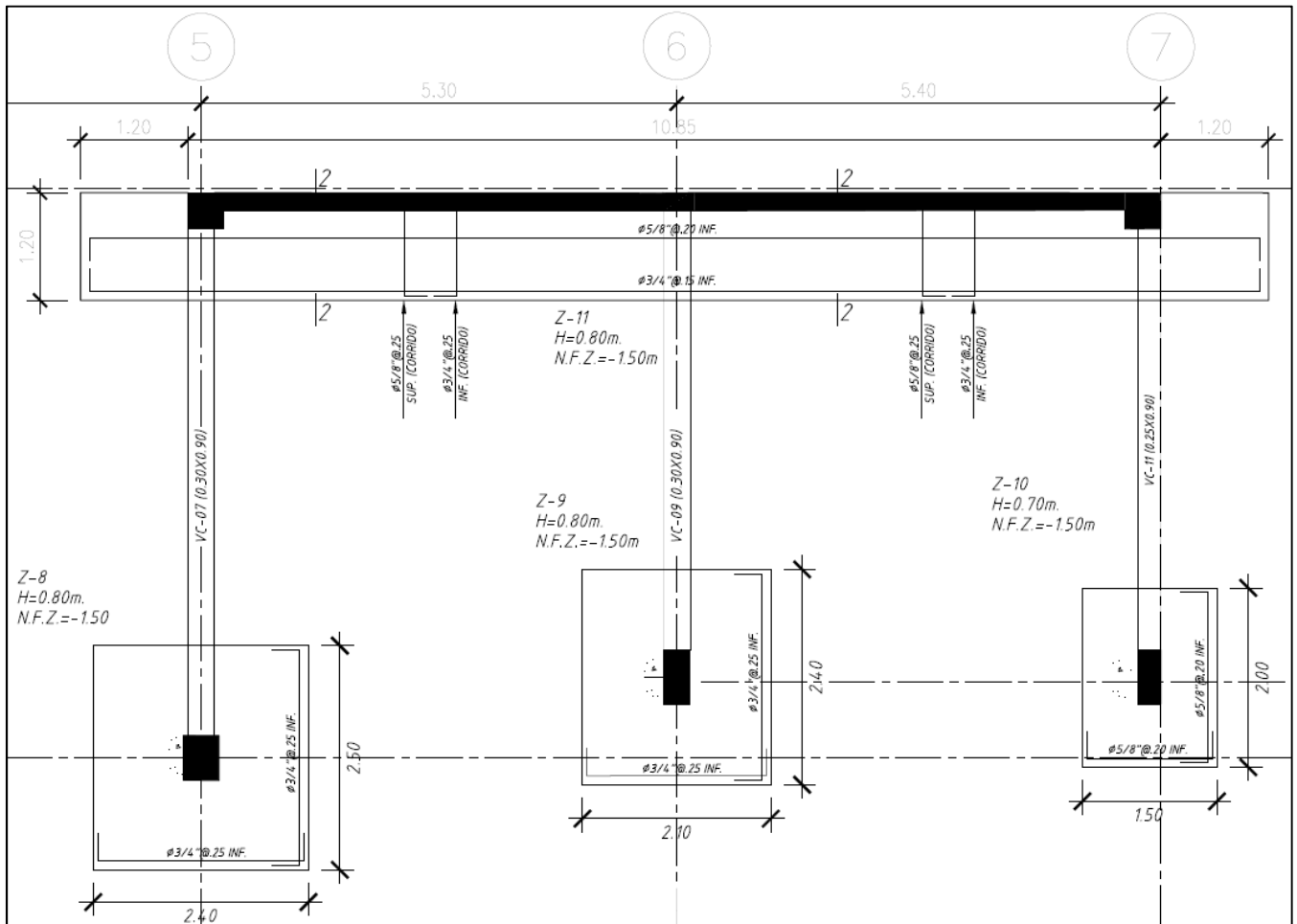


Figura 44. Presentación de la zapata conectada en vista en planta

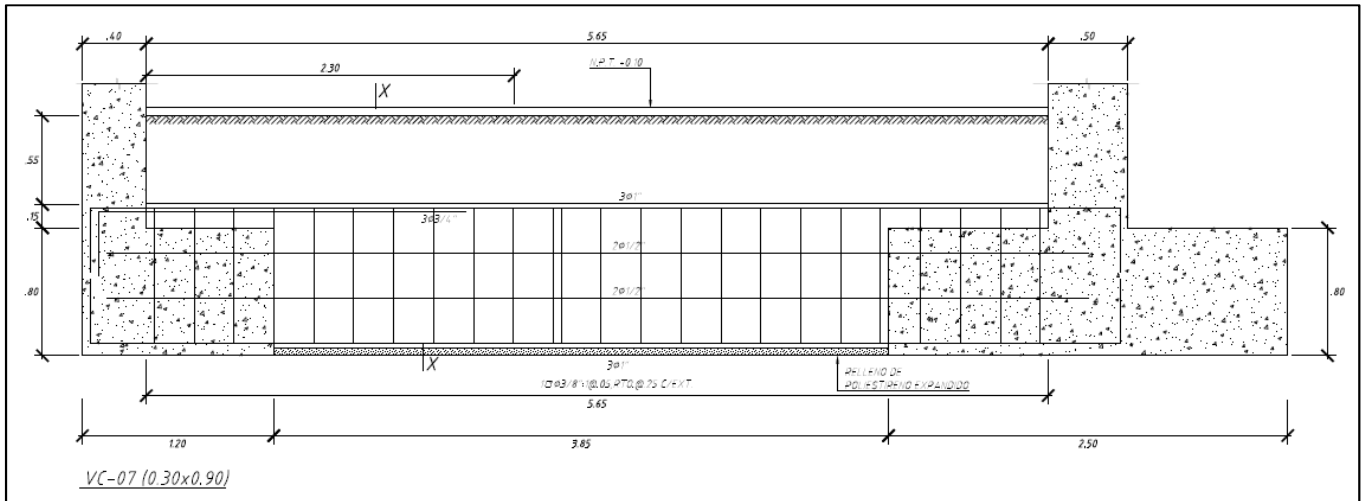


Figura 45. Corte longitudinal de la VC-07

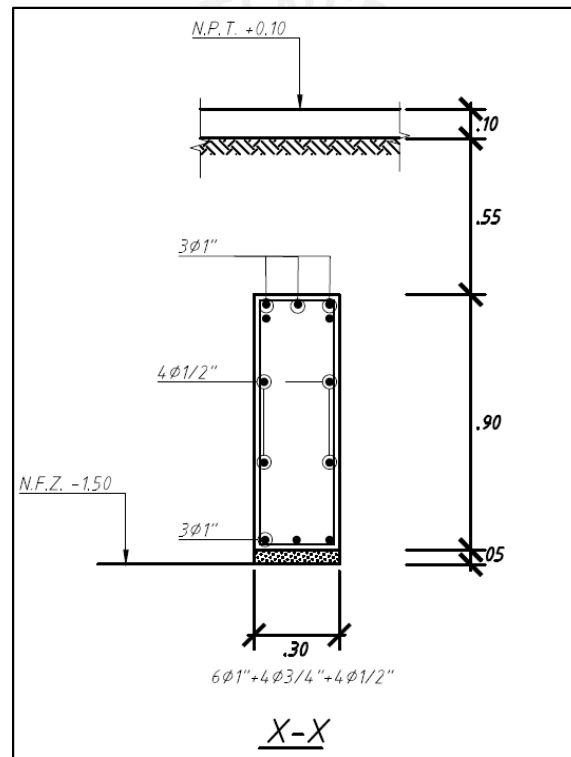


Figura 46. Geometria de la VC-07

CAPÍTULO 11: DISEÑO DE ESCALERAS

11.1 Aspectos generales

La escalera está considerada como una losa maciza inclinada que se encuentra simplemente apoyada sobre otros elementos como vigas, muros y losas. El análisis estructural de la escalera predomina las cargas de gravedad y la carga de diseño es igual a $1.4CM+1.7CV$.

Las dimensiones de la escalera del primer tramo del primer piso son las siguientes:

- Longitud de paso = 28 cm
- Longitud de contrapaso = 16 cm
- Ancho de la escalera = 1.20m
- Número de pasos = 25 pasos
- Número de contrapaso = 25 contrapasos
- Altura = 4.00m

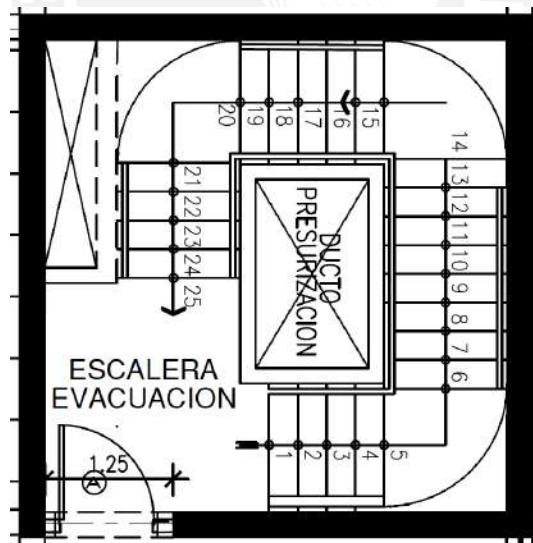


Figura 47. Vista en planta de la escalera del primer piso

11.2 Caso de diseño escalera

El diseño de la escalera se realiza con un modelo en SAP2000 asignando las cargas obtenidas del metrado.

11.2.1. Capacidad a Flexión

Para obtener la capacidad a flexión se parte del diagrama de momento flector del modelo SAP2000 que se presenta en la figura 48.

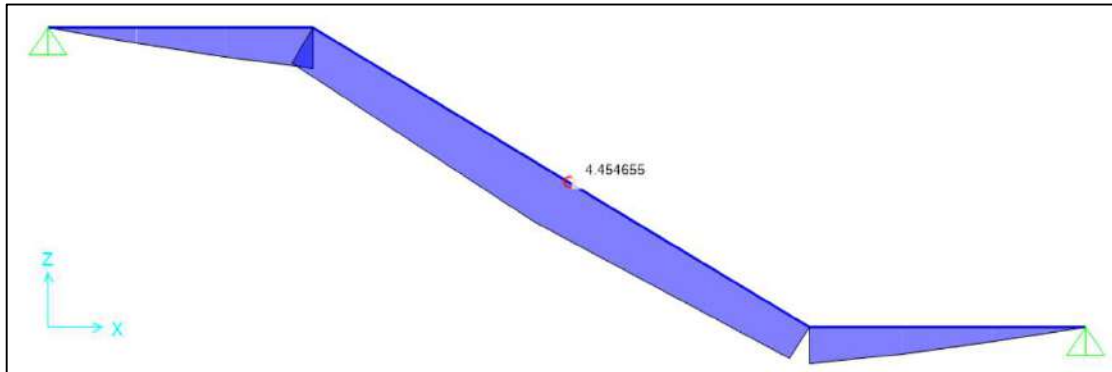


Figura 48. Momento máximo de la escalera del nivel 1

Del análisis anterior, se obtiene que el momento máximo positivo está ubicado a la mitad de la escalera con un valor $M_u = 4.46 \text{ ton.m}$.

Tabla 61: Acero de refuerzo en la escalera del primer piso

M_u (ton.m)	b (cm)	d(cm)	As req (cm ²)	As min (cm ²)	As colocado
4.45	100	15	10	2.7	1 Φ 5/8 @0.20 m

La tabla 63, muestra que la distribución de las varillas de refuerzo es igual $\text{Ø}5/8'' @20 \text{ cm}$ para la capa inferior y $\text{Ø}3/8'' @20 \text{ cm}$ para la capa superior.

Asimismo, el refuerzo transversal se estima con la cuantía mínima exigida por la Norma. La dimensión de la garganta es 0.15m, lo cual se tiene un acero mínimo igual a $2.70 \text{ cm}^2/\text{m}$. Por ello, se tiene una distribución de $\text{Ø}3/8'' @0.25\text{m}$

11.2.2. Capacidad a Corte

La capacidad a corte de la sección se obtiene el diagrama de fuerza cortante del modelo SAP2000 que se presenta a continuación:

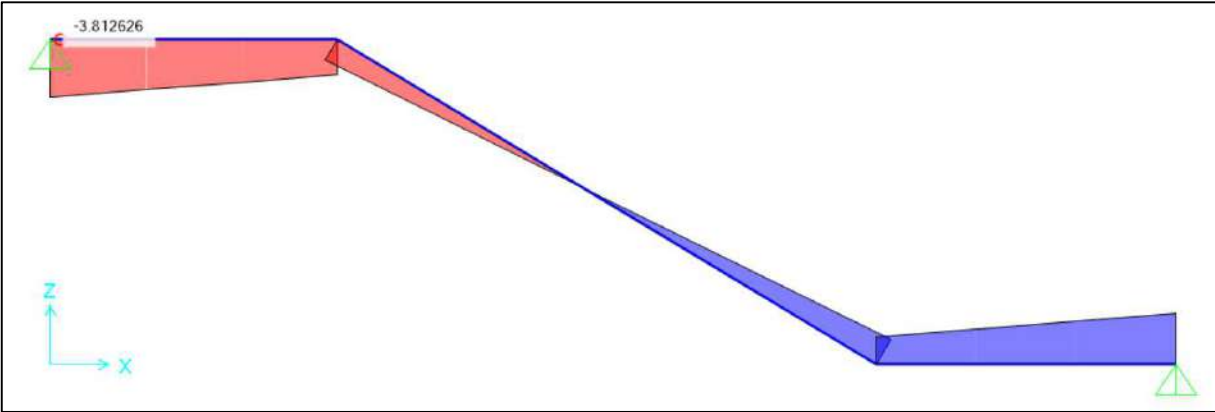


Figura 49. Diagrama fuerza cortante del tramo de la escalera del primer piso

La resistencia a corte de la sección de la escalera se estima con la siguiente expresión:

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12 = 7.83 \text{ ton}$$

La cortante última ($V_u = 3.82 \text{ ton}$) es menor a la cortante resistente ($\Phi V_c = 7.83 \text{ ton}$).

La dimensión de la escalera tiene la resistencia adecuada. La figura 50 presenta la distribución de refuerzo de la escalera.

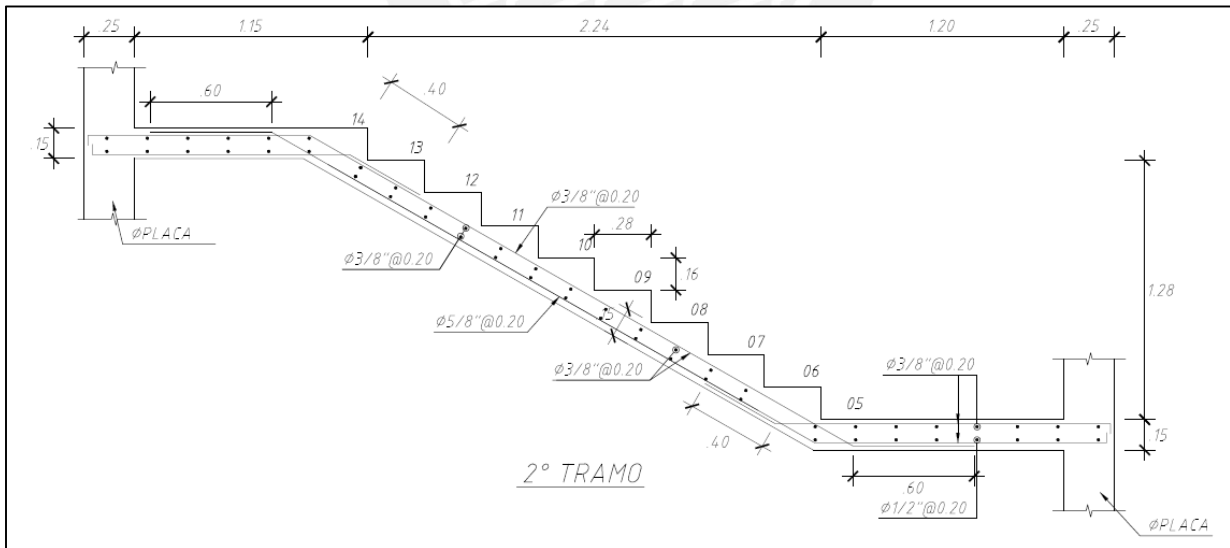


Figura 50. Presentación de las barras de refuerzo del tramo de la escalera del primer piso

CAPÍTULO 12: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

La distribución de los componentes verticales esta en base a la planta de arquitectura, ya que estos proporcionan las limitaciones y distribución de las plantas y elevaciones del edificio. Se colocó muros perimetrales en el eje “Y” para que conferir mayor rigidez lateral y torsional. En el eje X, la distribución de la arquitectura limitaba la colocación de muros de concreto en el perímetro. Por ello, solo se pudo colocar placas interiores en el ascensor y escalera.

Por la distribución de las placas en las direcciones principales en “X” y “Y” la edificación entra en la categoría de muros estructurales. Asimismo, la forma geométrica tanto en planta y altura del edificio se considera como un edificio regular, por tanto, tiene un mejor comportamiento ante sollicitaciones sísmicas.

La distribución de los muros de corte confiere al edificio una gran rigidez lateral, que se verifica en las derivas en ambas direcciones que son inferiores a la máxima deriva 7 o/oo permitida en la norma E030.

Del resultado del apartado 4.3 se sabe que el centro de masa y centro de rigidez tienen una excentricidad mayor en el eje Y de $e_y = 2.84\text{m}$ y una menor excentricidad en el eje X de $e_x = 0.42\text{m}$ por la presencia de placa del ascensor que hace bajar el centro de rigidez del edificio. Adicionalmente, la Norma E030 exige una excentricidad accidental del centro de masa de un 5% en las direcciones más desfavorables dando como resultado un incremento mayor en la excentricidad del eje Y de $e_y = 4.38\text{m}$ y en el eje X de $e_x = 0.80\text{m}$.

La cortante basal obtenida mediante el análisis dinámico es menor al 80% de la cortante del análisis estático. Por ello, la Norma E030 exige que las cargas de sismo dinámica se amplifiquen. Para este caso, se amplifican en 1.09 para dirección X y 1.04 para la dirección Y.

Para el análisis modal del proyecto se comparó dos métodos para verificar el periodo y masa participativa. El primero por un análisis de tres grados de libertad por planta de edificio y segundo uno traslación pura donde se restringía el desplazamiento de un lado. Del análisis en la dirección “X” se obtuvo que para tres grados de libertad el periodo fundamental es $T_X = 0.42\text{s}$ y para traslación pura el periodo de traslación es $T_{PX} = 0.40\text{s}$. Del análisis en la dirección “Y” se obtuvo

que para tres grados de libertad el periodo fundamental es $T_Y=0.175s$ y para traslación pura el periodo de traslación es $TPY =0.097s$.

Para el diseño de las cimentaciones perimetrales se ha colocado vigas de cimentación de esta manera controla los momentos de volteo producto de la excentricidad de la zapata perimetral. Estas vigas de cimentación se unen con las zapatas aisladas de las columnas interiores. Las dimensiones de las vigas y el refuerzo interior son considerables por los momentos altos.

Por la complejidad de la cimentación de las zapatas excéntricas con vigas de cimentación se ha optado por modelar la zapatas con el software SAFE partiendo de las exportación de las cargas del edificio del modelo ETABS para obtener valores más confiables. Pero, en paralelo se ha realizado una verificación manual de los esfuerzos que llegan en la zapata para comparar los valores del SAFE.

Del diseño de columnas se ha verificado que el predimensionamiento ha sido adecuado, ya que las cuantías del acero son mayores al 1%. Por tanto, las dimensiones de la columnas son adecuadas para las solicitaciones actuantes, es decir no está sobredimensionadas.

Del diseño de las vigas por cortante y flexión se encuentran optimas, ya que el área del conjunto barras de refuerzo son superiores al acero mínimo exigido por la Norma E060 y no son menores al acero máximo. Asimismo, cumple con las verificaciones por deflexiones y fisuración del concreto.

Del diseño de losas aligeradas se concluye que el espesor $e=0.20m$, cumple con las solicitaciones por resistencia dando como resultado barras de refuerzo típicas para losas aligeradas convencionales.

FUENTES CITADAS

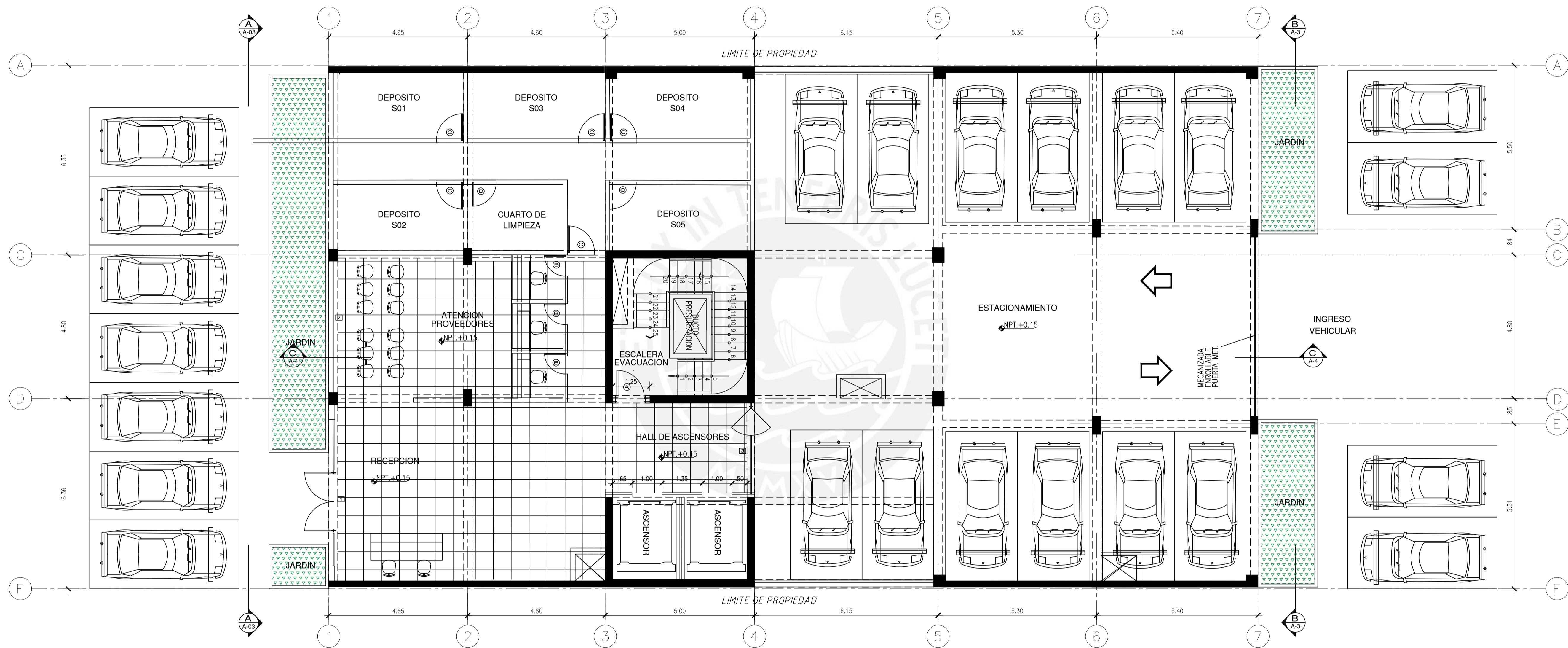
- OTTAZI PASINO, Gianfranco. (2016). *Apuntes de Concreto Armado*. Lima: Fondo editorial PUCP.
- HARMSEN GOMEZ, Teodoro (2012). *Diseño de estructuras de Concreto Armado 3era edición*. Lima: Fondo Editorial PUCP
- BLANCO BLASCO, Antonio. (1997). *Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado, 2da. ed.* Lima: Fondo Editorial PUCP.
- BLANCO BLASCO, Antonio. (2015). *Diseño de estructuras de Concreto Armado, 3da. ed.* Lima: Fondo Editorial PUCP.
- SAN BARTOLOME RAMOS, Angel (1998). *Análisis de Edificios, 1ra edición*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- NTE E.020 (2006) - Norma Técnica de Edificación E020: *Cargas*. Lima - Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- NTE E.030 (2018) - Norma Técnica de Edificación E030: *Diseño Sismoresistente*. Lima - Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- NTE E.050 (2018)- Norma Técnica de Edificación E50: *Suelos y Cimentaciones*. Lima - Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- NTE E.060 (2009) - Norma Técnica de Edificación E60: *Concreto Armado*. Lima - Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.



ANEXOS

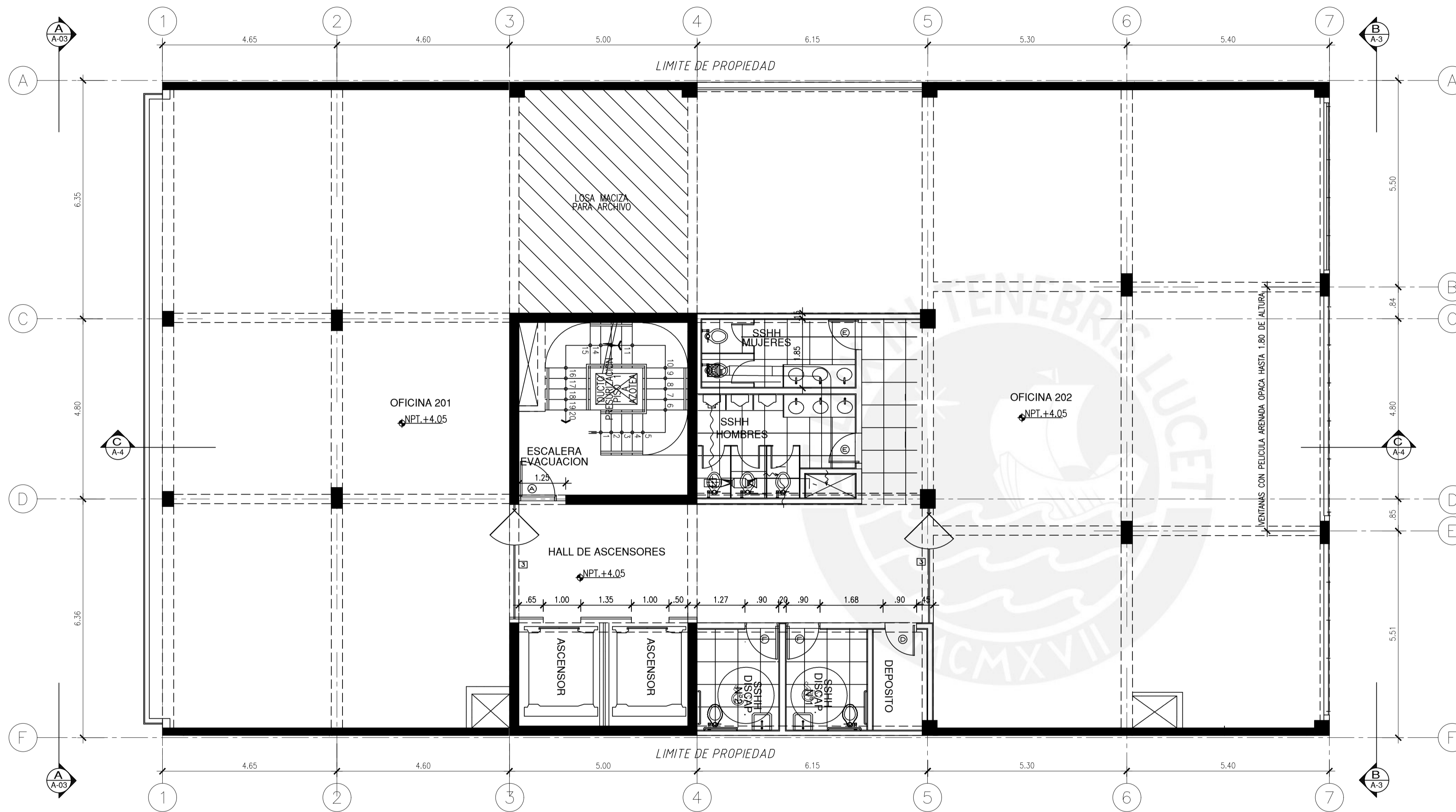
PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESTRUCTURAS





PLANTA 1° PISO

PROYECTO:	EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES	ASESOR:	Soto Oblea, Jonathan Edward	LAMINA Nº:	A-1	
UBICACION:	MAGDALENA DEL MAR	PLANO:	PLANTA DEL PRIMER PISO	FECHA:		Febrero, 2020
		ESCALA:	1/75			

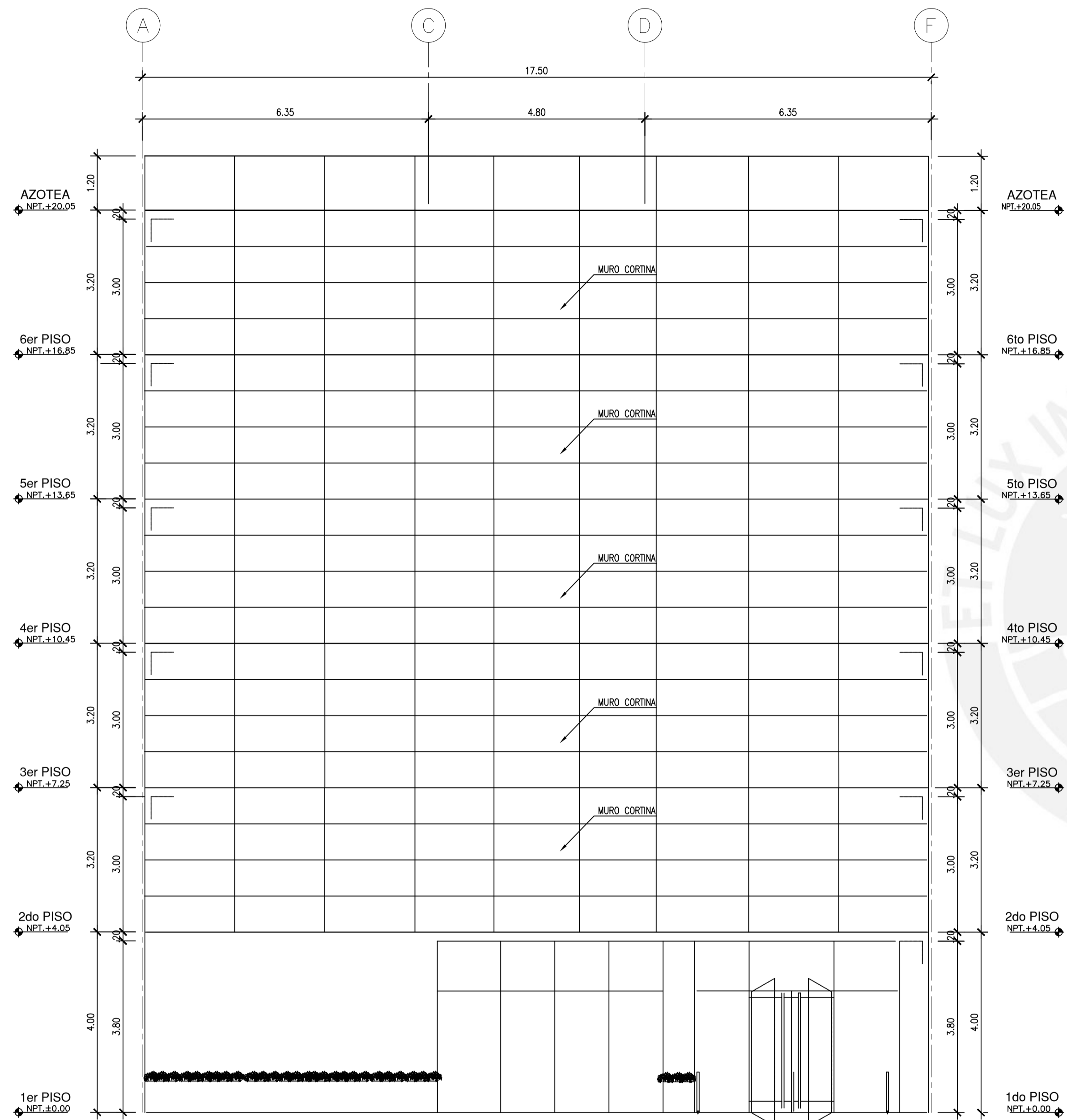


PLANTA TIPICA

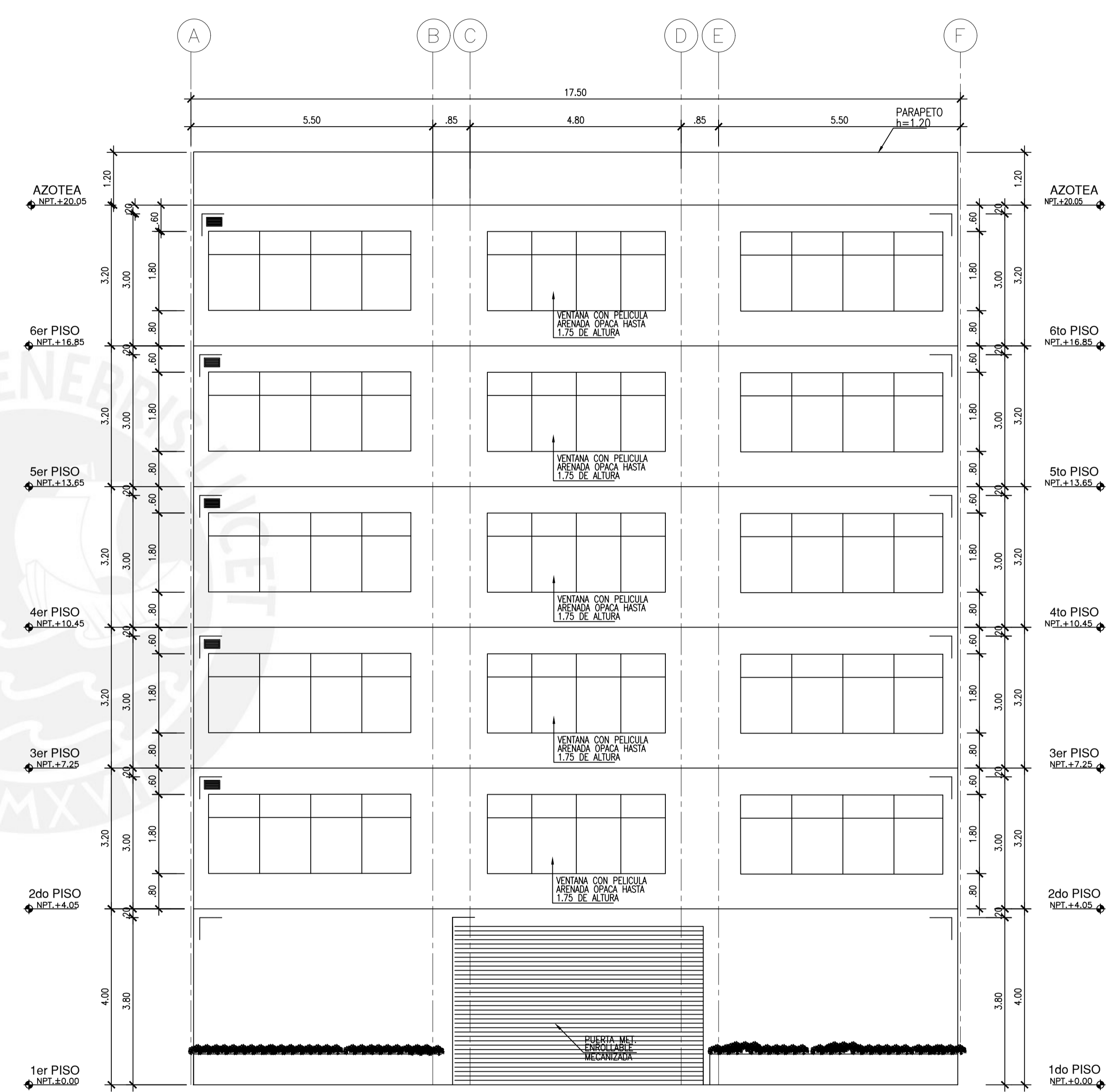
CUADRO DE PUERTAS				
CODIGO	ANCHO	ALTO	UBICACION	
A	1.00	2.10	ESCALERAS DE EVACUACION N°1 DEL N°6. A LA AZOTEA	
B	0.70	2.10	ATENCIÓN DE PROVEEDORES 1° PISO	
C	0.90	2.10	DEPOSITO 1° PISO	
D	0.80	2.10	CUARTO DE LIMPIEZA	
E	0.80	2.10	SSH HOMBRES Y MUJERES 2° PISO AL 6° PISO	
F	0.90	2.10	SSH DISCAPACITADOS 2° PISO AL 6° PISO	

CUADRO DE MAMPARAS				
CODIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	UBICACION
1	4.90	3.40	---	RECEPCION 1° PISO
2	4.40	3.40	---	RECEPCION 1° PISO
3	3.00	3.40	---	HALL ASCENSORES DEL 2° PISO AL 6° PISO

PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES	ASESOR: Soto Oblea, Jonathan Edward	LAMINA N°: A-2
UBICACION: MAGDALENA DEL MAR	PLANO: PLANTA TIPICA	TESISTA: Medina Sinche, Rodrigo A. rodrigo.medina@pup.pe
		ESCALA: 1/75
		FECHA: Febrero, 2020

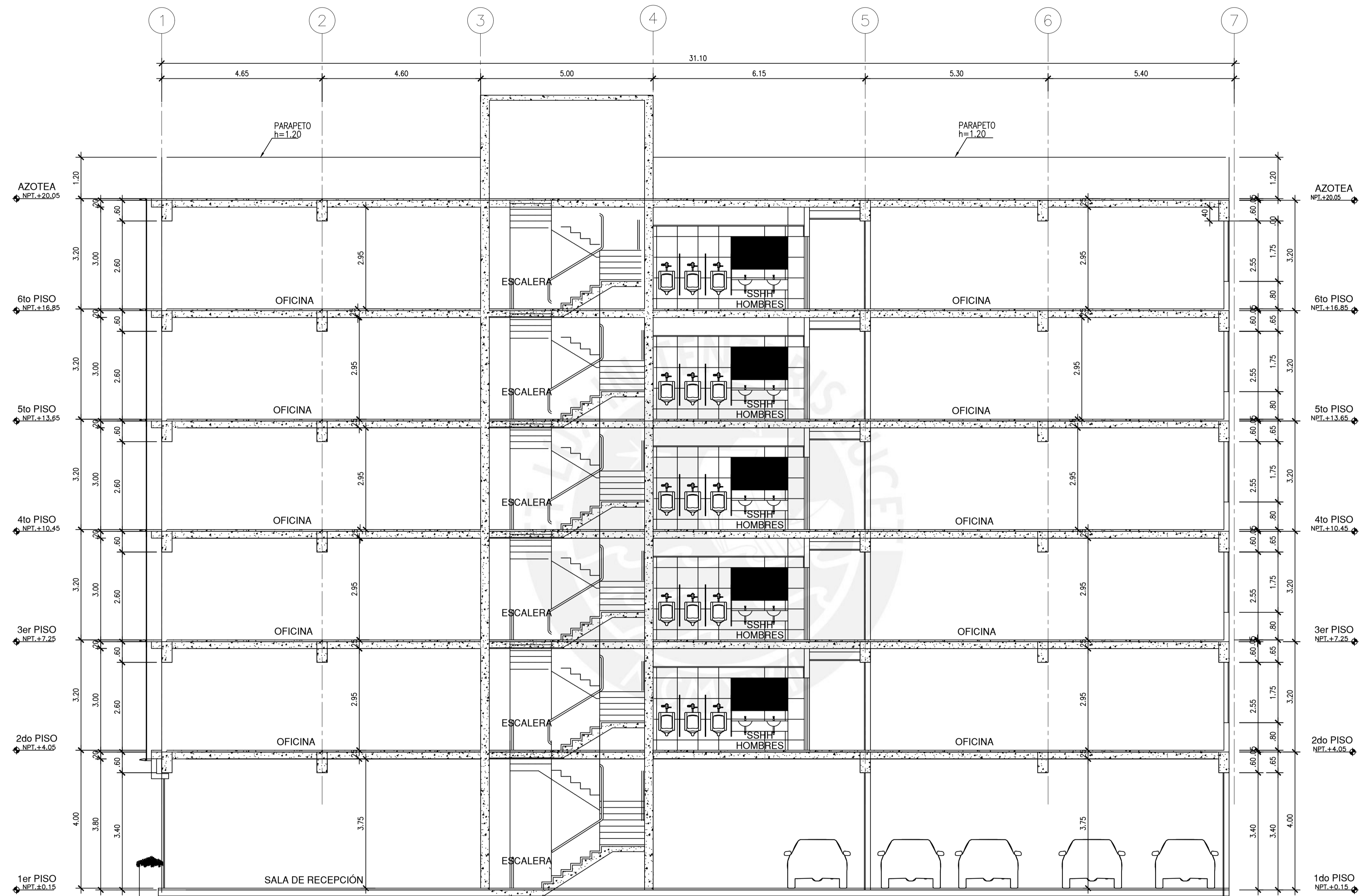


CORTE A-A



CORTE B-B

PROYECTO:	EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES	ASESOR:	Soto Obles, Jonathan Edward.	LAMINA N°:	A-3
UBICACION:	MAGDALENA DEL MAR	FECHA:	Medina Sinche, Rodrigo A. rodrigo.medina@ucp.pe	FECHA:	
PLANO:	VISTA FRONTAL Y POSTERIOR	ESCALA:	1/75		



CORTE C - C

PROYECTO:	EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES	ASESOR:	Soto Oblea, Jonathan Edward.	LAMINA Nº:	A-4	
UBICACION:	MAGDALENA DEL MAR	FECHA:	Medina Srinche, Rodrigo A. <small>rodrigo.medina@ucq.pe</small>	ESCALA:		1/75
PLANO:	CORTE LONGITUDINAL	FECHA:	Febrero, 2020			

EDIFICIO PARA OFICINAS

DISTRITO MAGDALENA DEL MAR

RELACION DE PLANOS

PLANO No.	TITULO
E-00	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-01	PLANTA DE CIMENTACIÓN
E-02	VIGAS DE CIMENTACIÓN
E-03	CORTES DE CIMENTACIÓN
E-04	CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS I
E-05	CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS II
E-06	ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO
E-07	ENCOFRADO DE AZOTEA
E-08	VIGAS TÍPICAS I
E-09	VIGAS TÍPICAS II
E-10	ESCALERAS I
E-11	DETALLES TÍPICOS LAMINA I
E-12	DETALLES TÍPICOS LAMINA II

CARGAS

CARGAS VIVAS:-

REGLAMENTO-	E-0.20
OFICINAS	250 kg/m ²
ESTACIONAMIENTOS OFICINAS	250 kg/m ²
SALA DE ARCHIVOS	500 kg/m ²
CORREDORES Y ESCALERAS	400 kg/m ²

CARGAS SISMICAS:-

REGLAMENTO-	E-0.30_2018
FACTOR DE ZONA, Z	Z=0.45
FACTOR DE USO, U	U=1.00
FACTOR DE SUELO, S	S=1.00 ; T _p =0.40s ; T _L =2.50 S
COEFICIENTE DE REDUCCION DE SOLICITACIONES SISMICAS, R	I _a =1, I _p =1, R=6, R _x =6.0 (MUROS DE CONCRETO) I _a =1, I _p =1, R=6, R _y =6.0 (MUROS DE CONCRETO)

RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO

DIRECCION X-X:
 -T_{xx} = 0.175 SEG.
 -V_{xx} = 386 TON.
 -MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 1.0 cm.
 -MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0006hei

DIRECCION Y-Y:
 -T_{yy} = 0.423 SEG.
 -V_{yy} = 369 TON.
 -MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 5.6 cm.
 -MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0034hei

CIMENTACIONES

1. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION-

TIPO DE CIMENTACION	CIMENTACIÓN SUPERFICIAL MEDIANTE ZAPATAS AISLADAS Y/O CIMIENTOS CORRIDOS.
ESTRATO DE APOYO	MATERIAL GRAVOSO
PROFUNDIDAD MIN. DE CIMENTACION	Df=150m
PRESION ADMISIBLE	4.00 kg/cm ²
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	NO ENCONTRADO
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	-NO SE ENCONTRO PRESENCIA DE SULFATOS NI SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO I

2. SE CONCLUYE QUE EL ESTRATO DE SUELO QUE FORMA PARTE DEL CONTORNO DONDE IRA LA CIMENTACION CONTIENE CONCENTRACIONES DESPRECIABLES DE SALES SOLUBLES TOTALES, SULFATOS Y CLORUROS, QUE PODRAN ATACAR EL CONCRETO Y LA ARMADURA DE LA CIMENTACION. POR LO TANTO PARA EL RECUBRIMIENTO DE LAS VARILLAS DE ACERO EN LA CIMENTACION SERA EL CEMENTO PORTLAND TIPO I

CONCRETO ARMADO

1. CALIDAD DEL CONCRETO-

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESION DE CILINDROS A LOS 28 DIAS, f _c	TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MAXIMO
SOLIDOS	100 kg/cm ²	--	4"
ZAPATAS, CIMIENTOS CORRIDOS Y VIGAS DE CIMENTACIÓN	210 kg/cm ²	2"	4"
COLUMNAS Y PLACAS	210 kg/cm ²	1"	4"
LOSAS Y VIGAS	210 kg/cm ²	1"	4"
ESCALERAS	210 kg/cm ²	1"	4"

2. ACERO DE REFUERZO-

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA, f _y (MIN.)
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²

3. RECUBRIMIENTOS:-

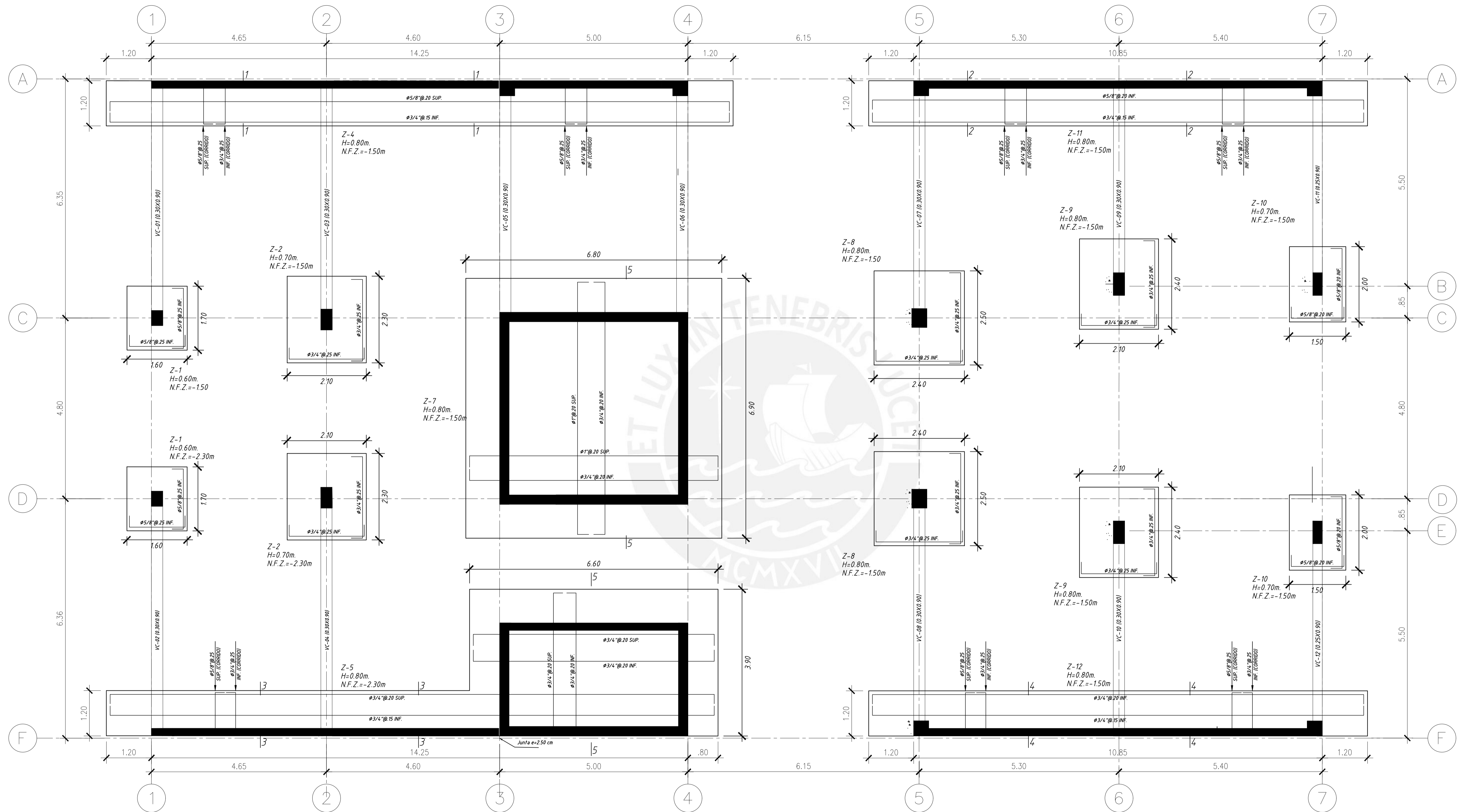
LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO) SERAN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES:

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS	7.0 cm
MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA Y/O TERRENO	4.0cm EN CARA HUMEDA Y/O CON TERRENO EN CARA SECA
MUROS Y LOSAS	2.0cm
COLUMNAS	4.0cm
VIGAS	4.0cm

INDICE DE ABREVIATURAS

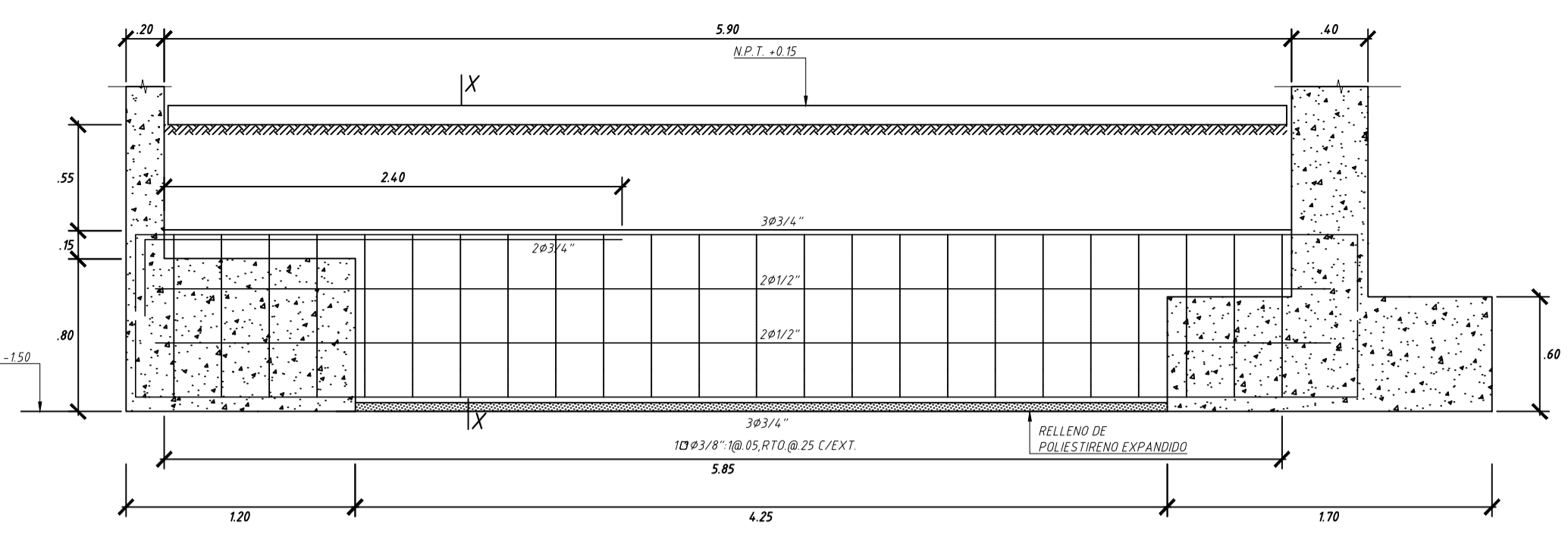
C/EXT.	CADA EXTREMO
D/EXT.	DESDE EXTREMO
EXT.	EXTERIOR
INF.	INFERIOR
INT.	INTERIOR
J.A.	JUNTA DE CONTRACCION ASERRADA
J.C.	JUNTA DE CONSTRUCCION
J.E.	JUNTA DE EXTREMO O JUNTA DE AISLAMIENTO
MAX.	MAXIMO
MIN.	MINIMO
NFC	NIVEL DE FONDO DE CIMENTACION
NFZ	NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
NFFZ	NIVEL DE FONDO DE FALZA ZAPATA
NNT	NIVEL NATURAL DEL TERRENO
NPT	NIVEL DE PISO TERMINADO
PL	PLANCHA
PVC	CLORURO POLIVINILO
REV.	REVISION
RTO.	RESTO
SUP.	SUPERIOR
TIP.	TIPICO
VAR.	VARIABLE
∅	DIAMETRO
=	IGUAL
@	A/CADA

PROYECTO:	EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES	ASESOR:	Soto Oblea, Jonathan Edward.	LAMINA N°:	E-0
UBICACION:	MAGDALENA DEL MAR	PLANO:	ESPECIFICACIONES GENERALES	TESISTA:	Medina Sinche, Rodrigo A. rodrigo.medina@uaxa.pe
		ESCALA:	S/E	FECHA:	Febrero, 2020

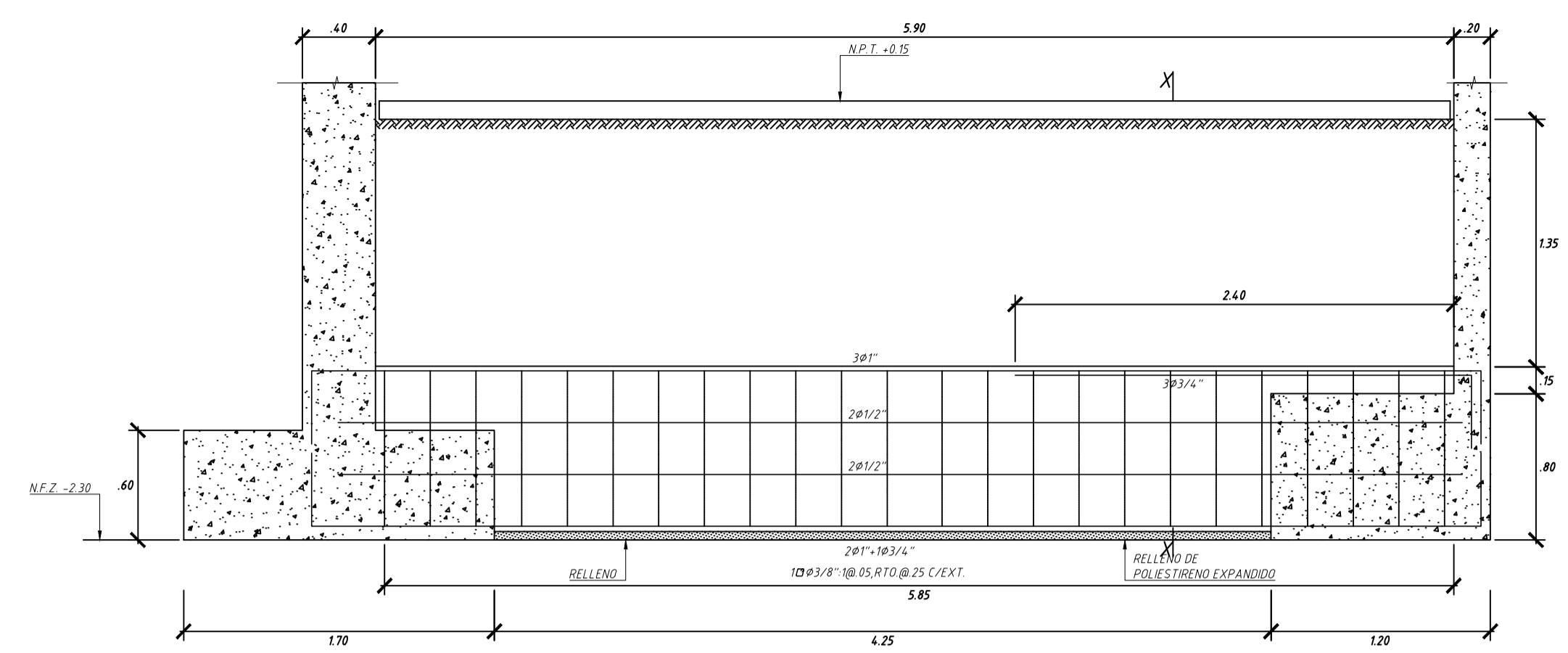
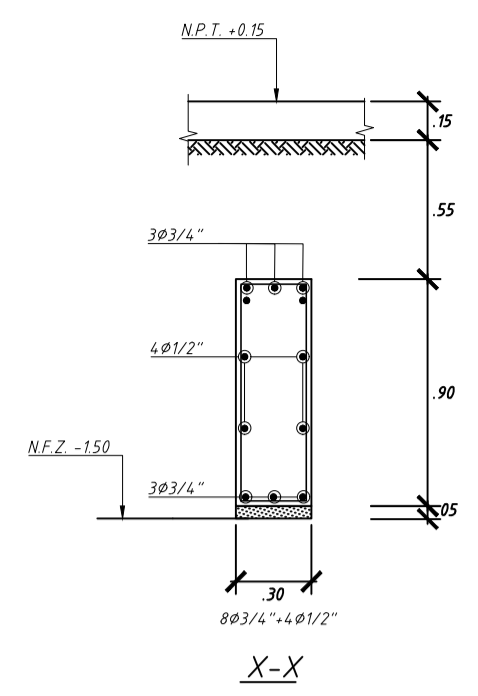


CIMENTACIÓN
ESCALA= 1/50

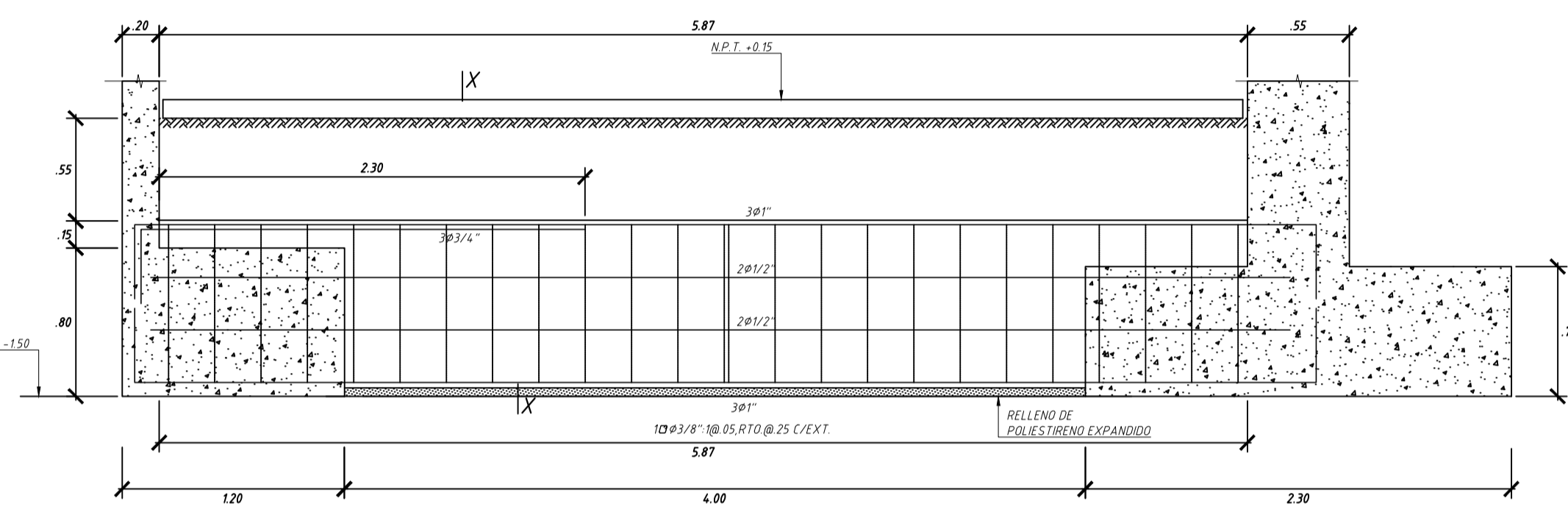
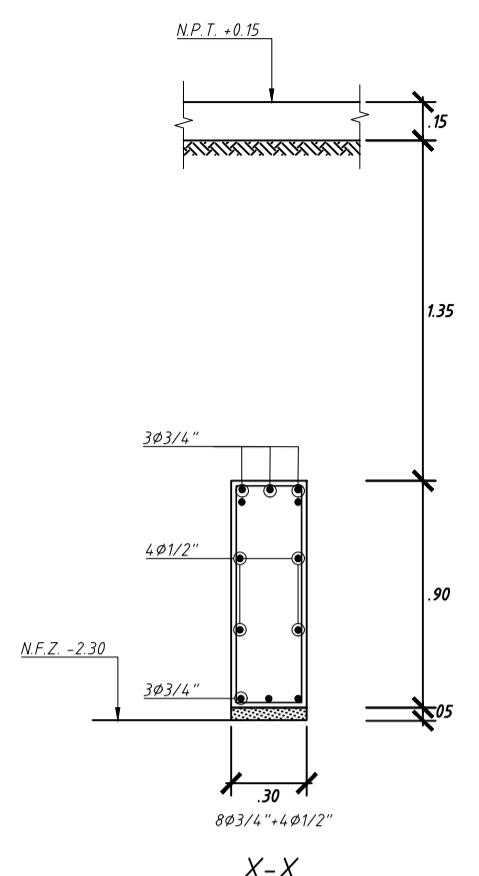
PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES		ASESOR: Solo Ochoa, Jonathan Edward.		LÁMINA Nº: E-1
UBICACIÓN: MAGDALENA DEL MAR		FECHA: Febrero, 2020		
PLANO: PLANTA DE CIMENTACIÓN		ESCALA: 1/50		



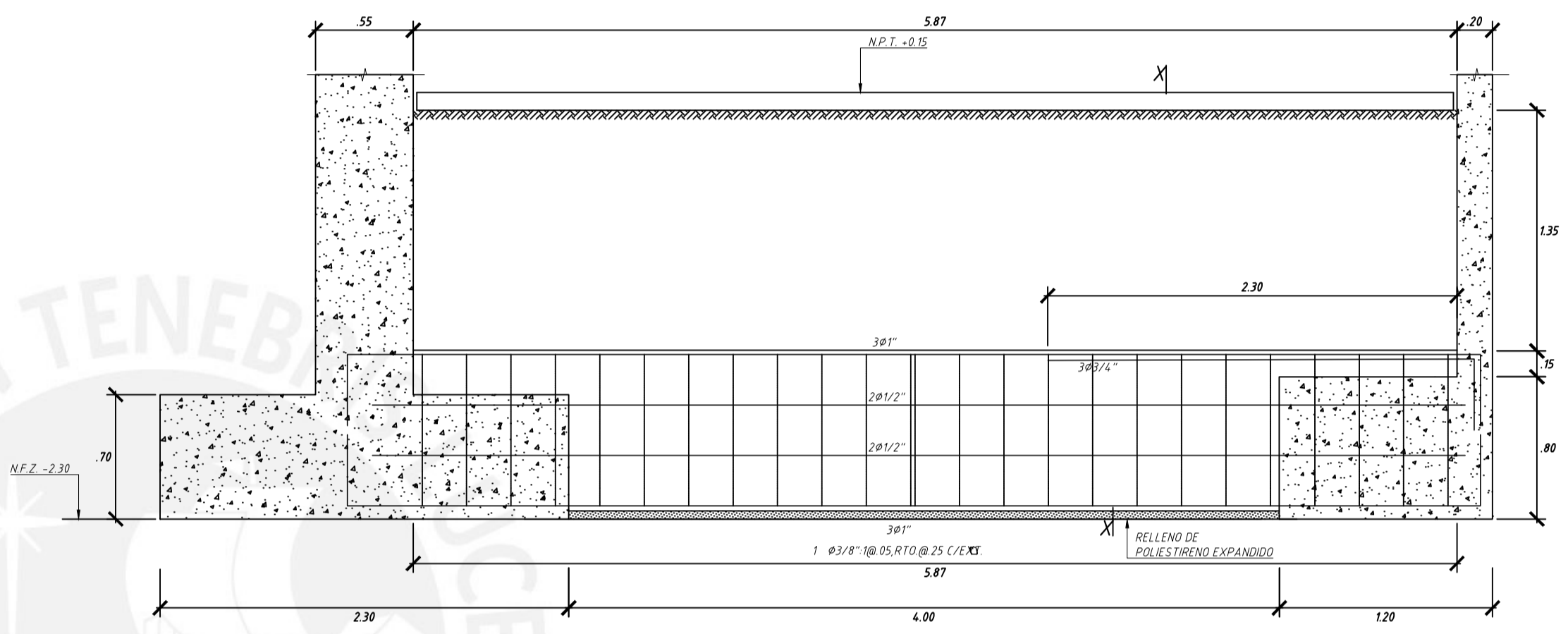
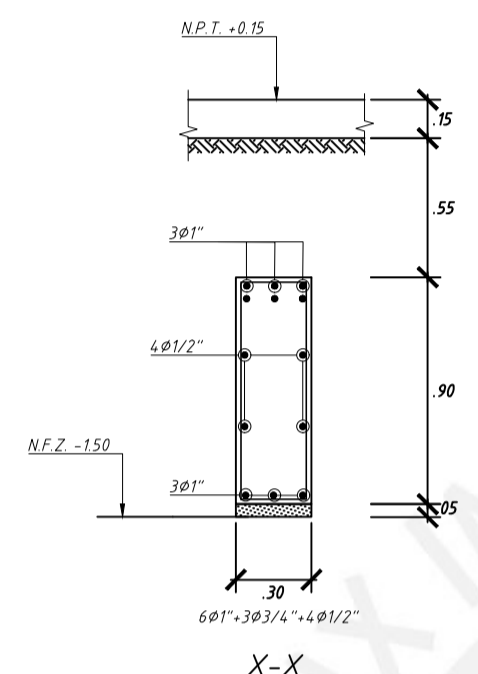
VC-01 (0.30x0.90)



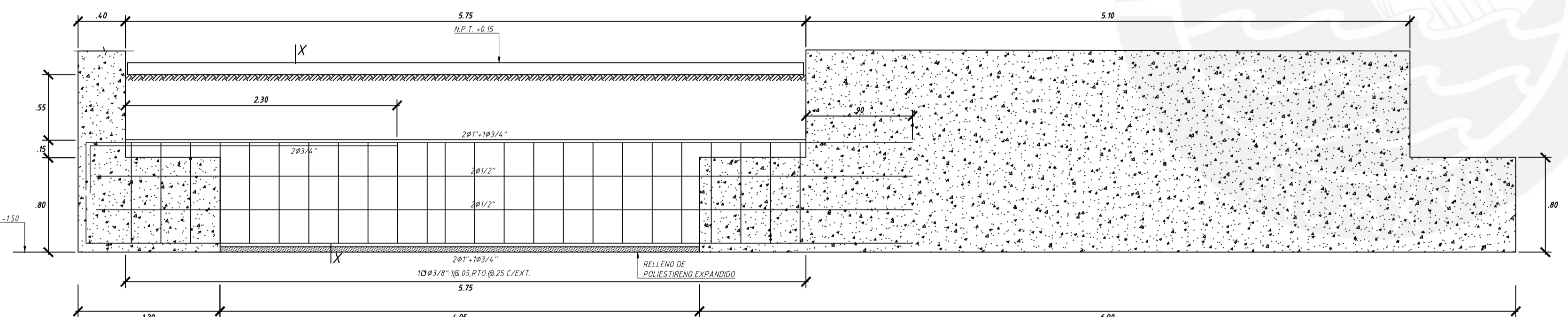
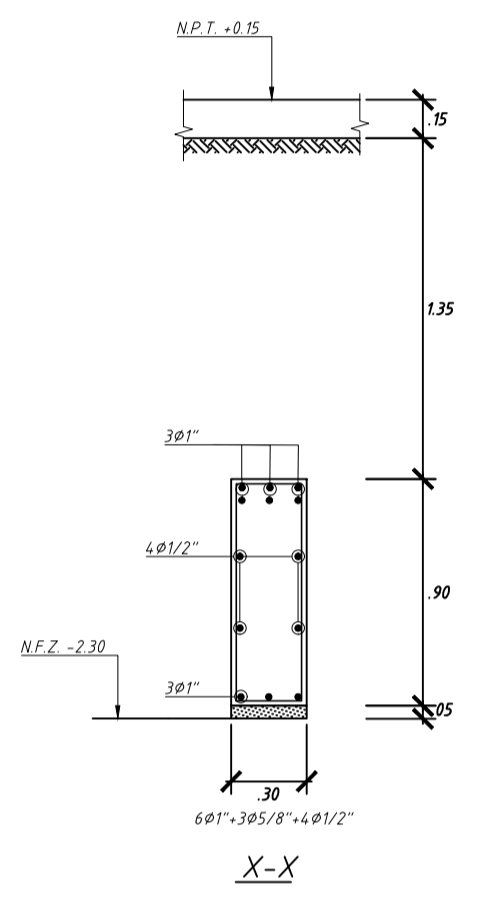
VC-02 (0.30x0.90)



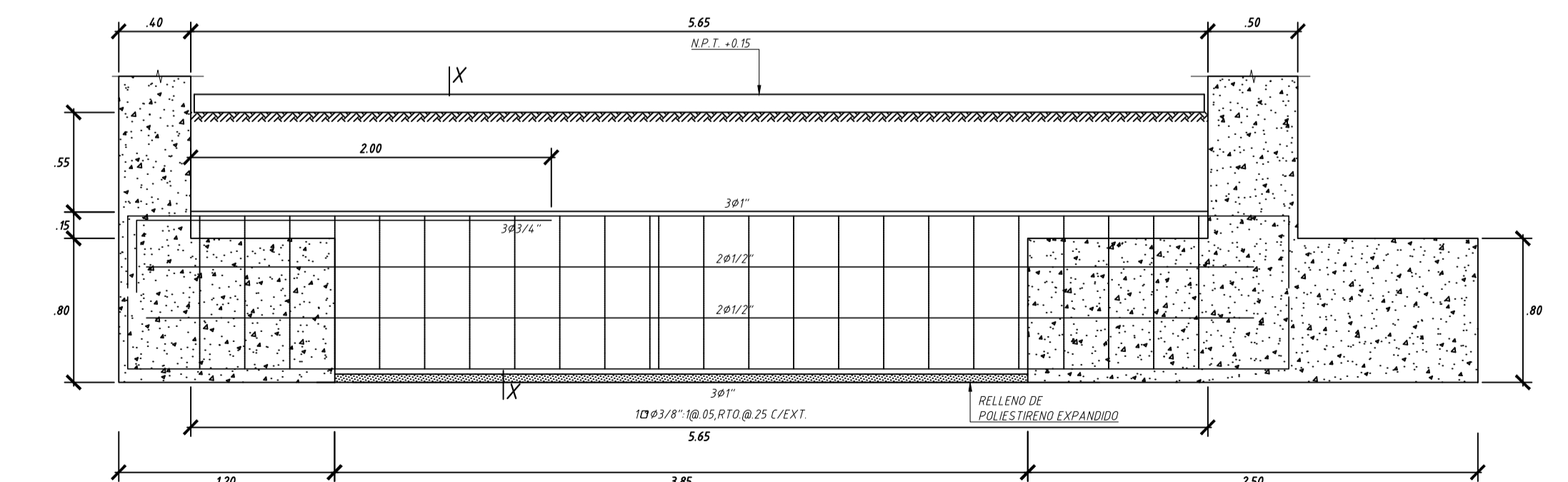
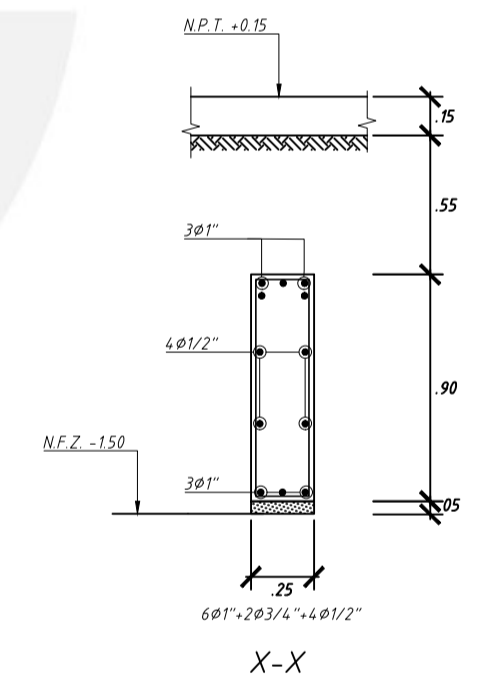
VC-03 (0.30x0.90)



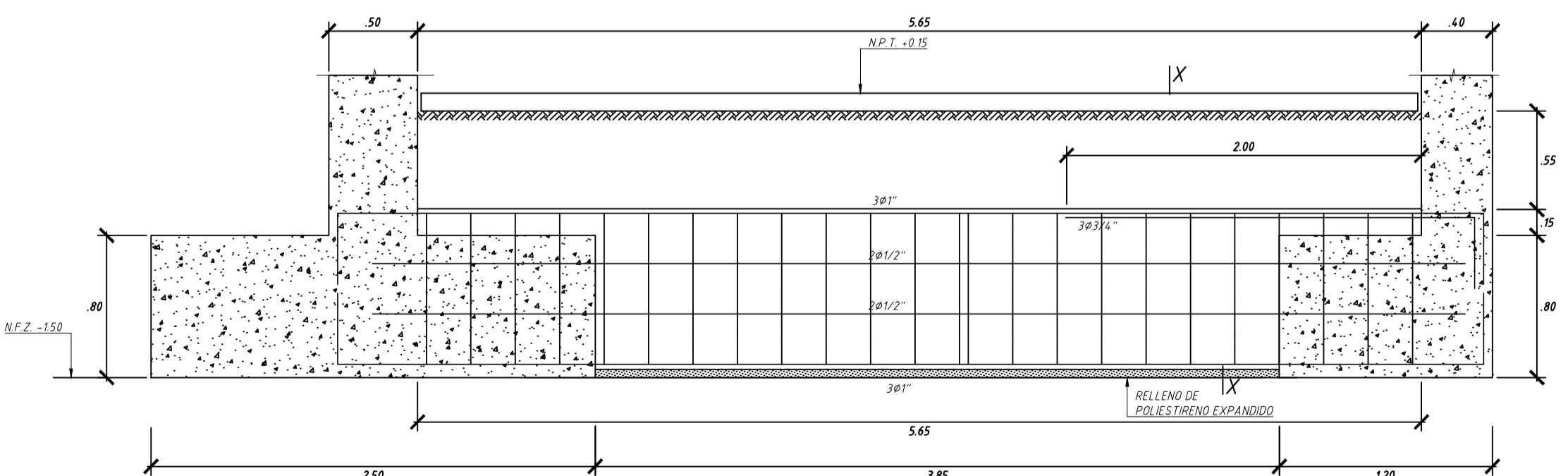
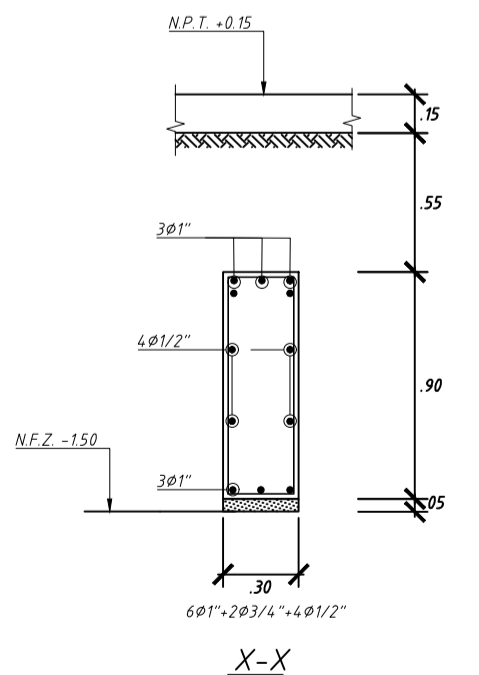
VC-04 (0.30x0.90)



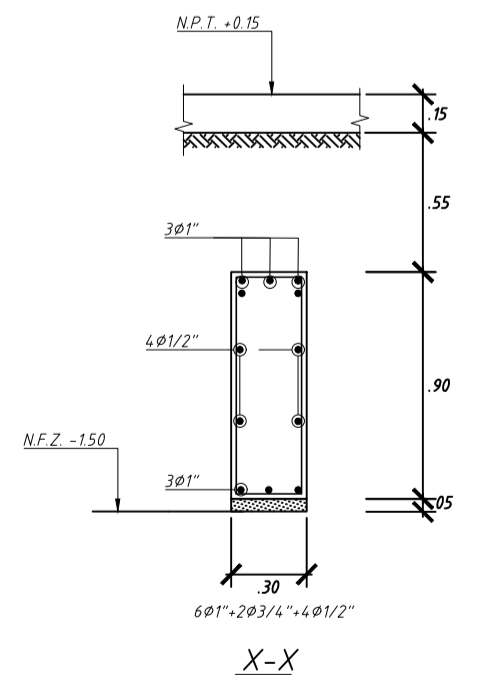
VC-05 (0.25x0.90) / VC-06 (0.25x0.9)



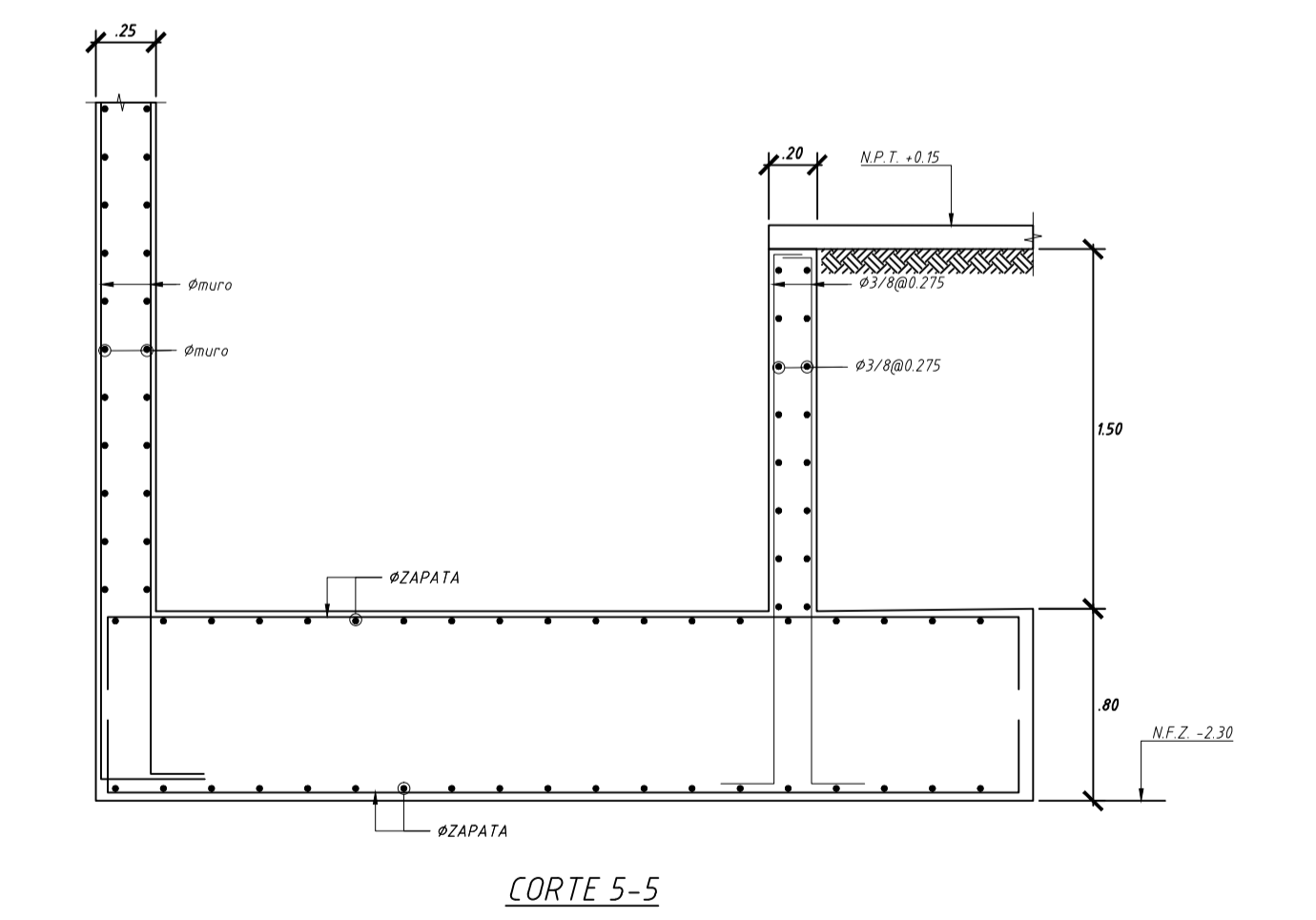
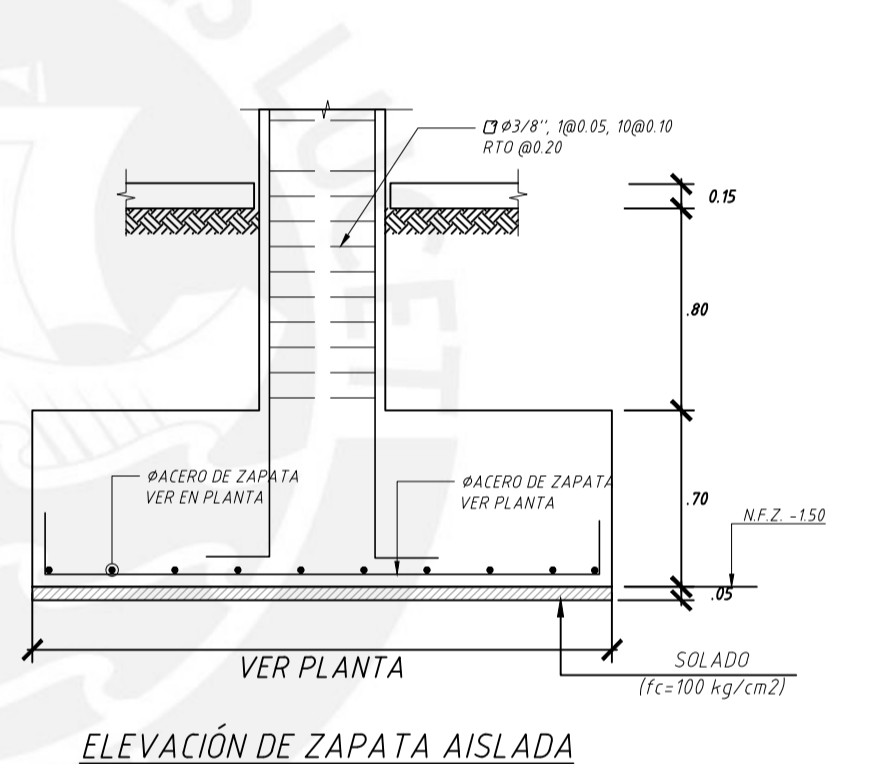
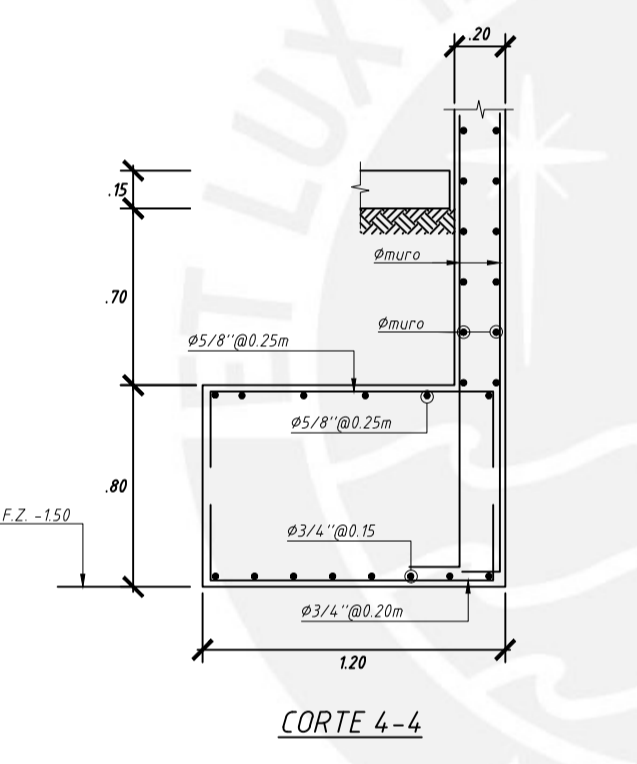
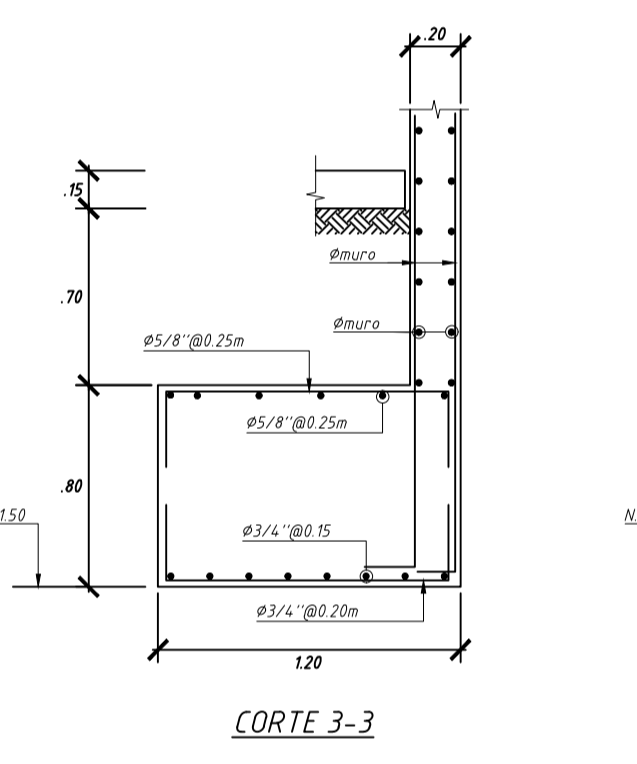
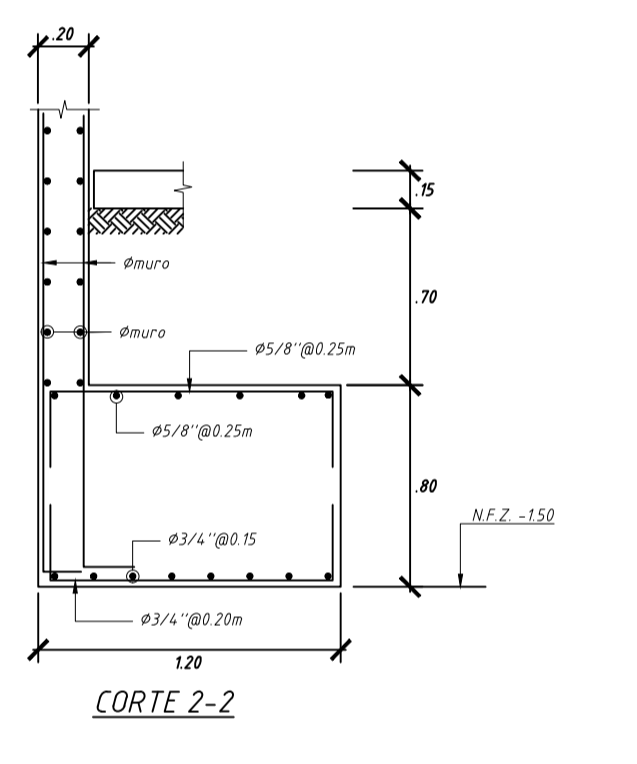
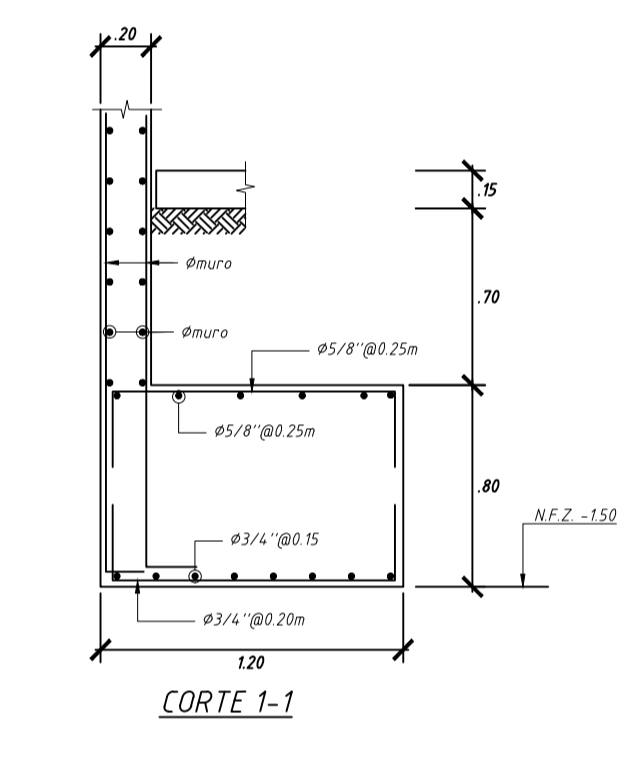
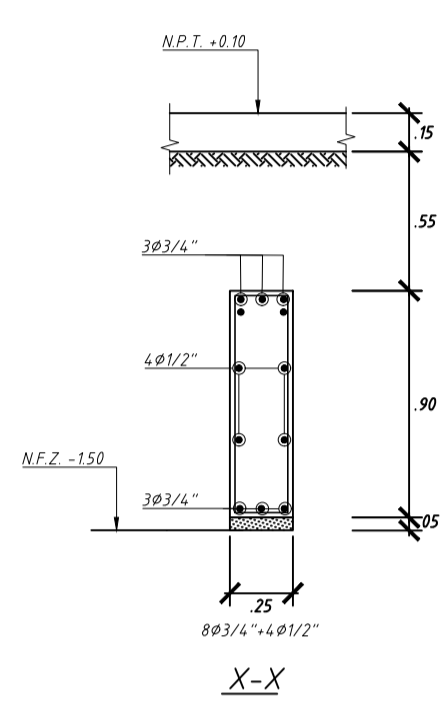
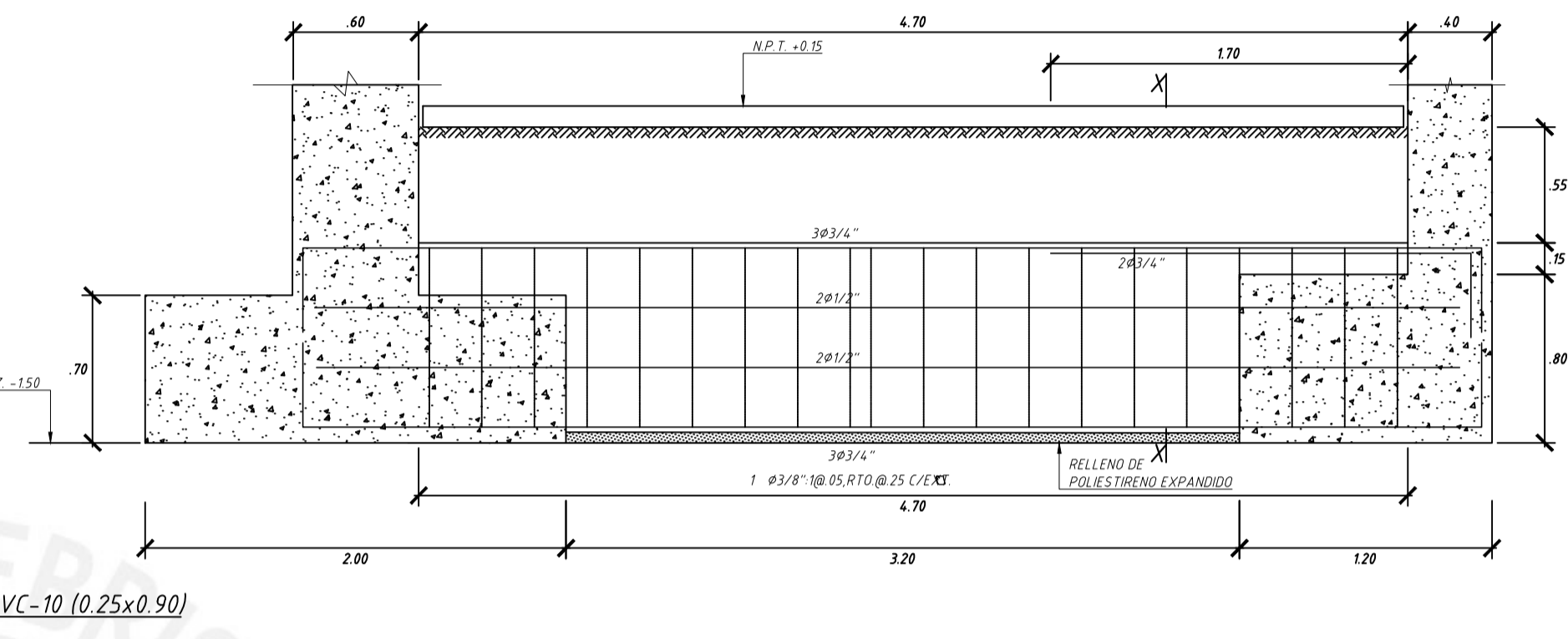
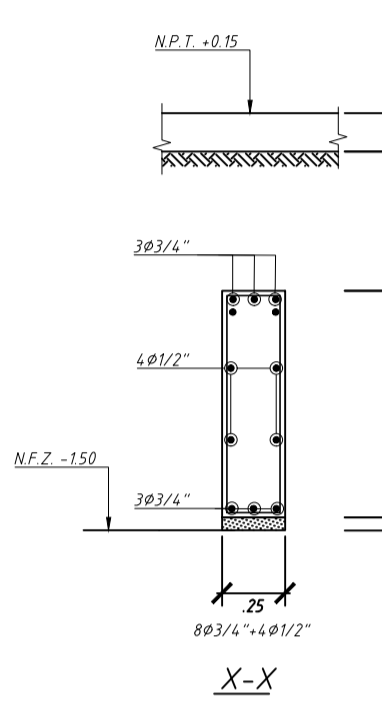
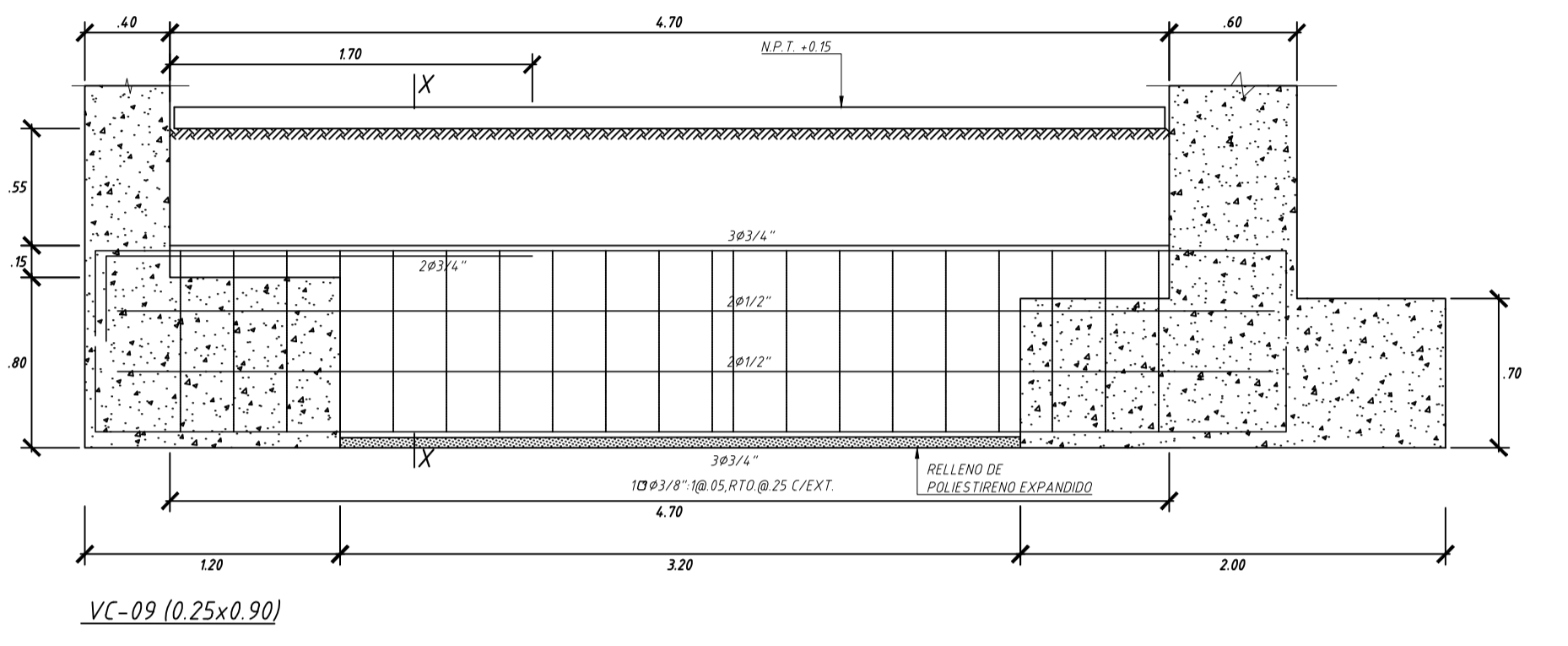
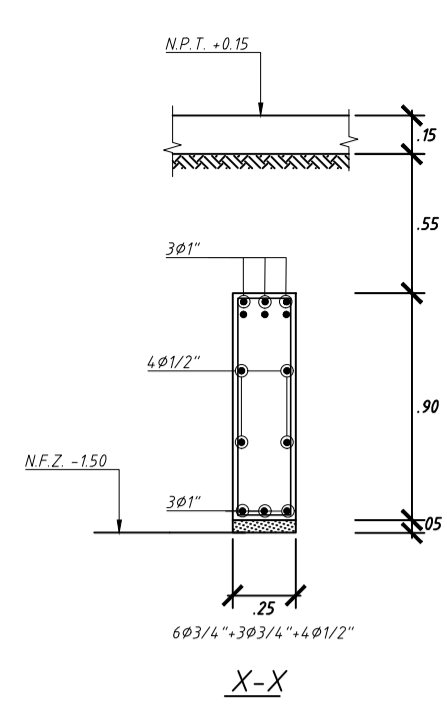
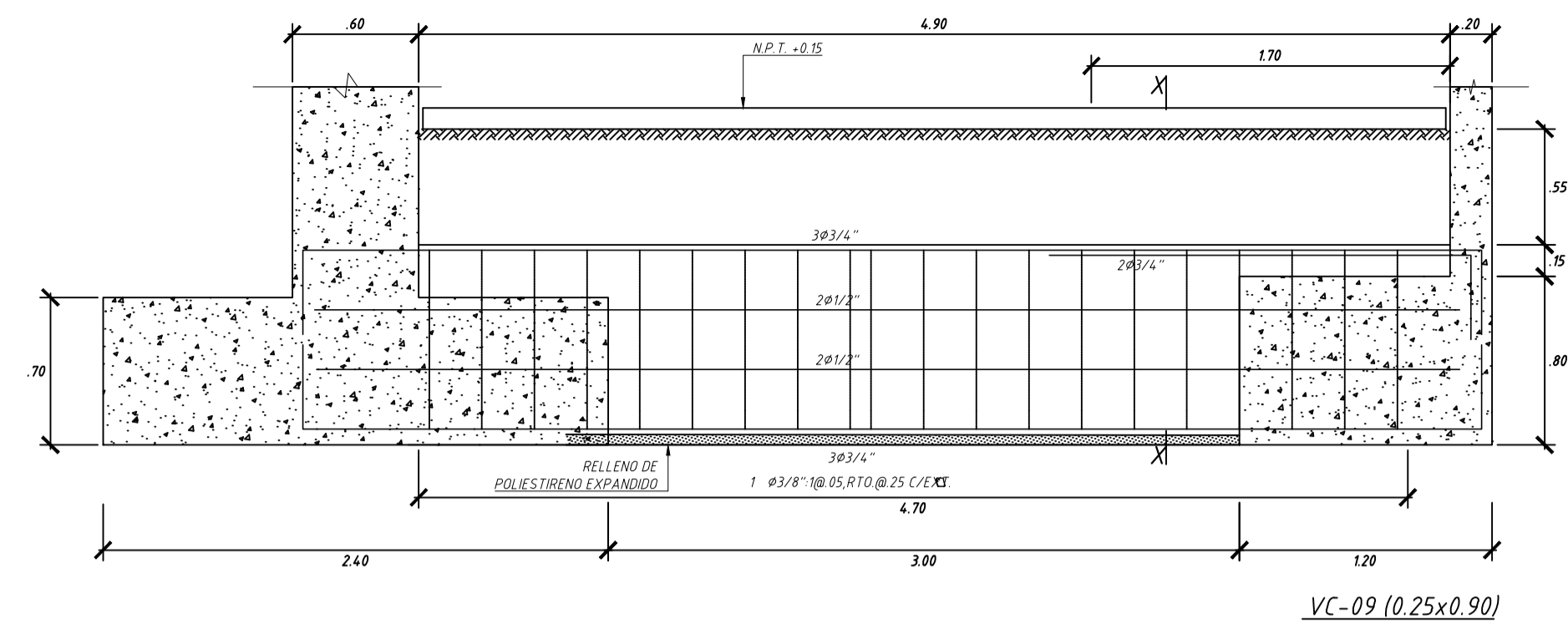
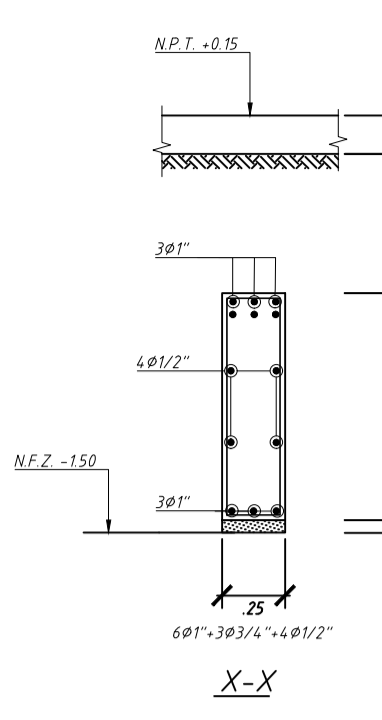
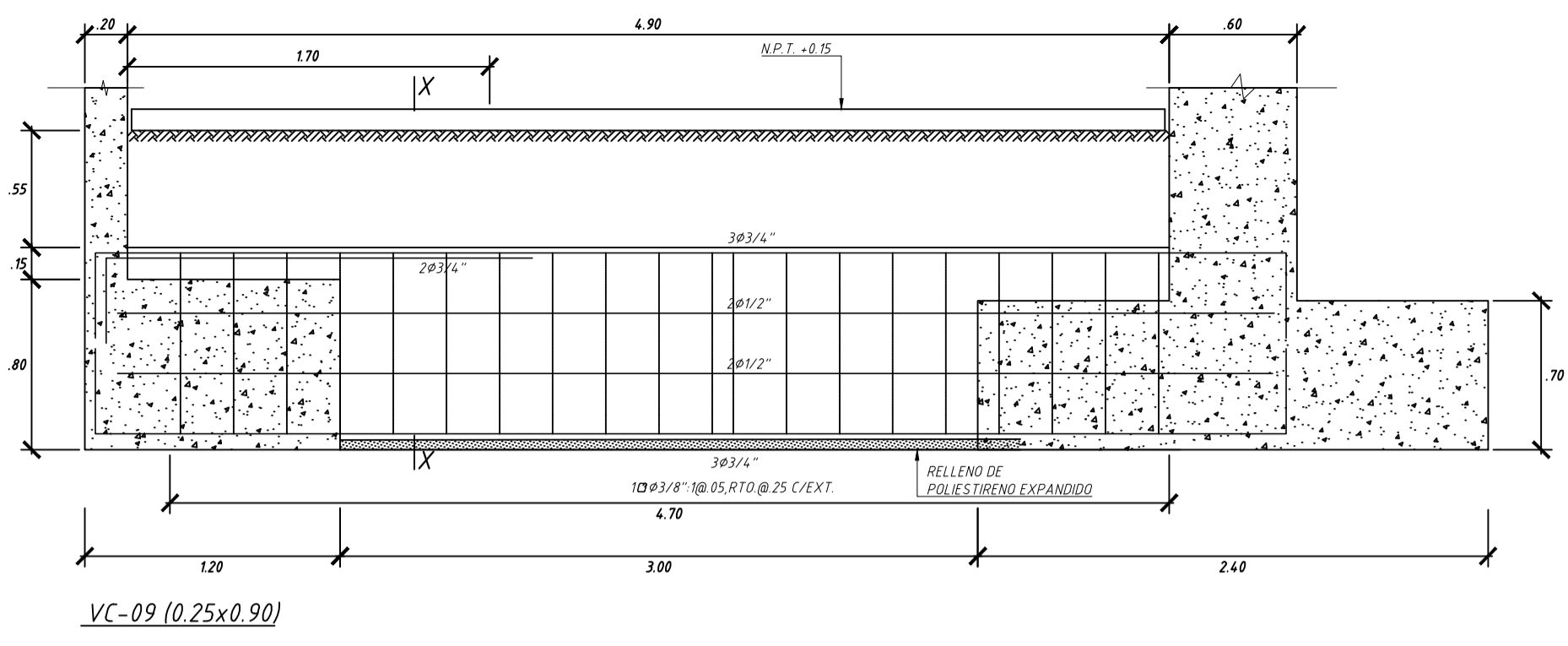
VC-07 (0.30x0.90)



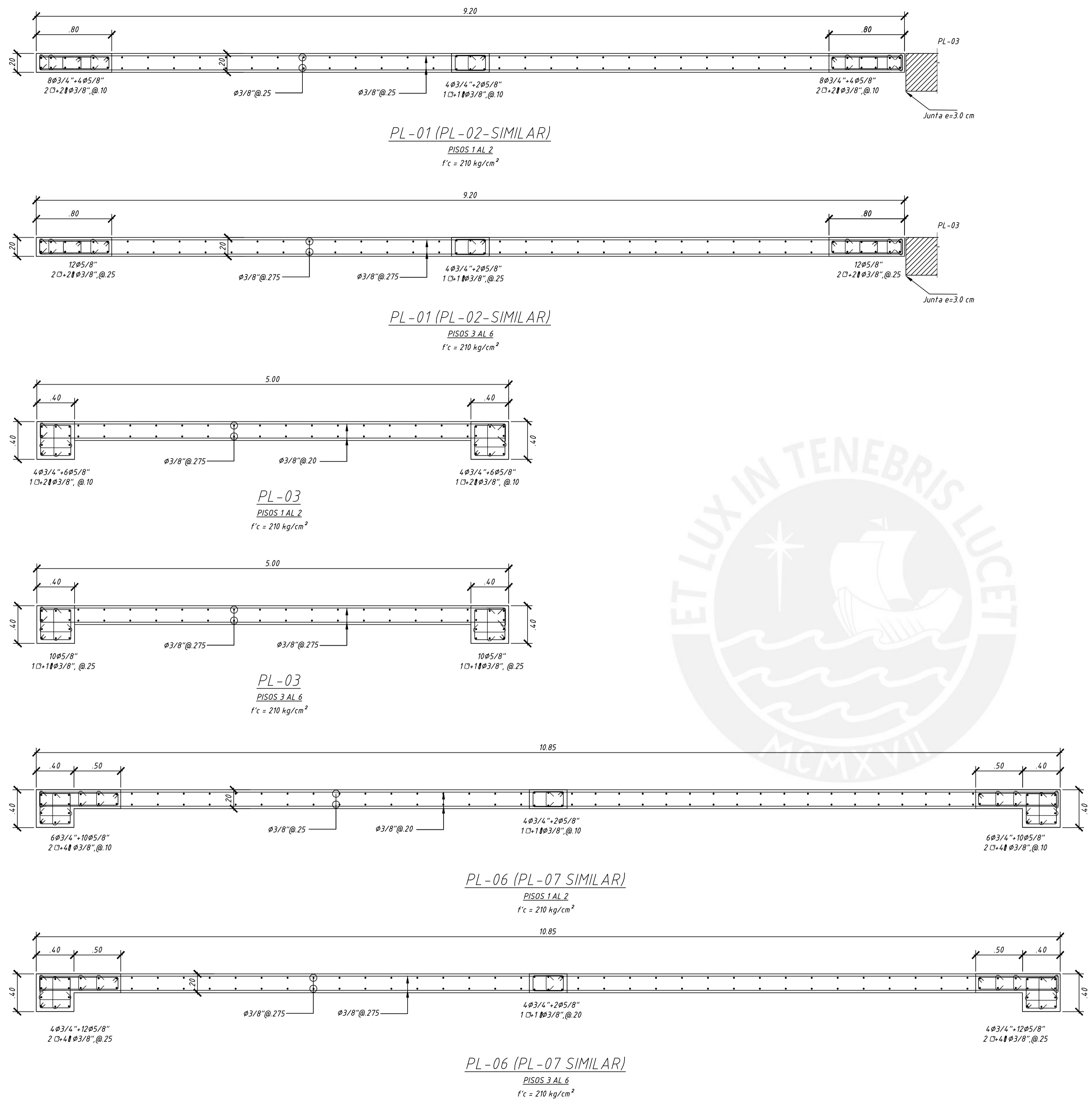
VC-08 (0.30x0.90)



PROYECTO:	EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES	ASESOR:	Soto Oblea, Jonathan Edward.	LAMINA N°:	E-2
UBICACION:	MAGDALENA DEL MAR	TESISTA:	Medina Sinche, Rodrigo A.	FECHA:	
PLANO:	VIGAS DE CIMENTACION	ESCALA:	1/30	FECHA:	
			Febrero, 2020		



PROYECTO:	EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES	ASESOR:	Soto Oblea, Jonathan Edward.	LAMINA N°:	E-3	
UBICACION:	MAGDALENA DEL MAR	TESISTA:	Medina Sinche, Rodrigo A.	FECHA:		Febrero, 2020
PLANO:	CORTES DE LA CIMENTACIÓN	ESCALA:	1/30			

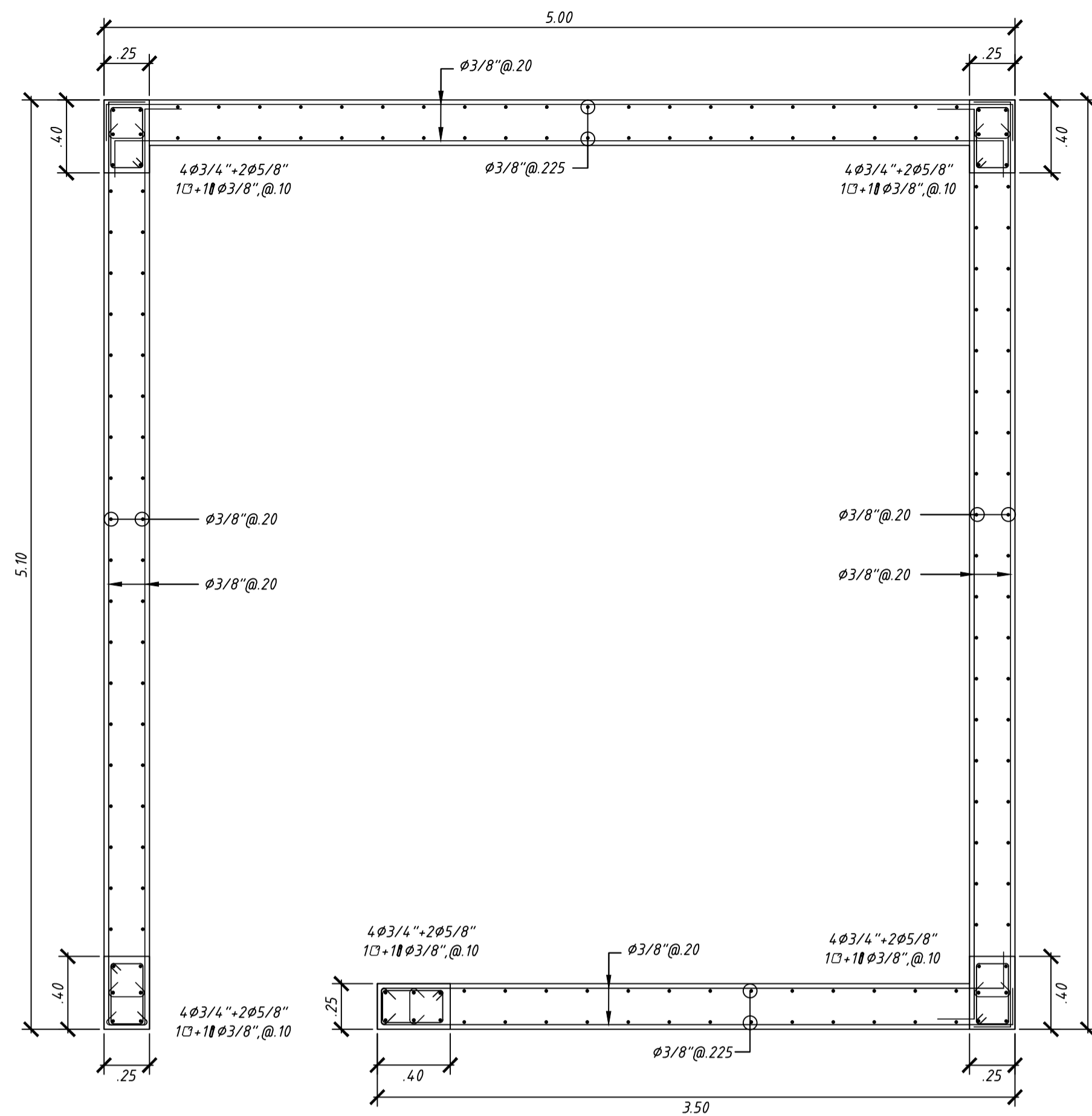


CUADRO DE COLUMNAS

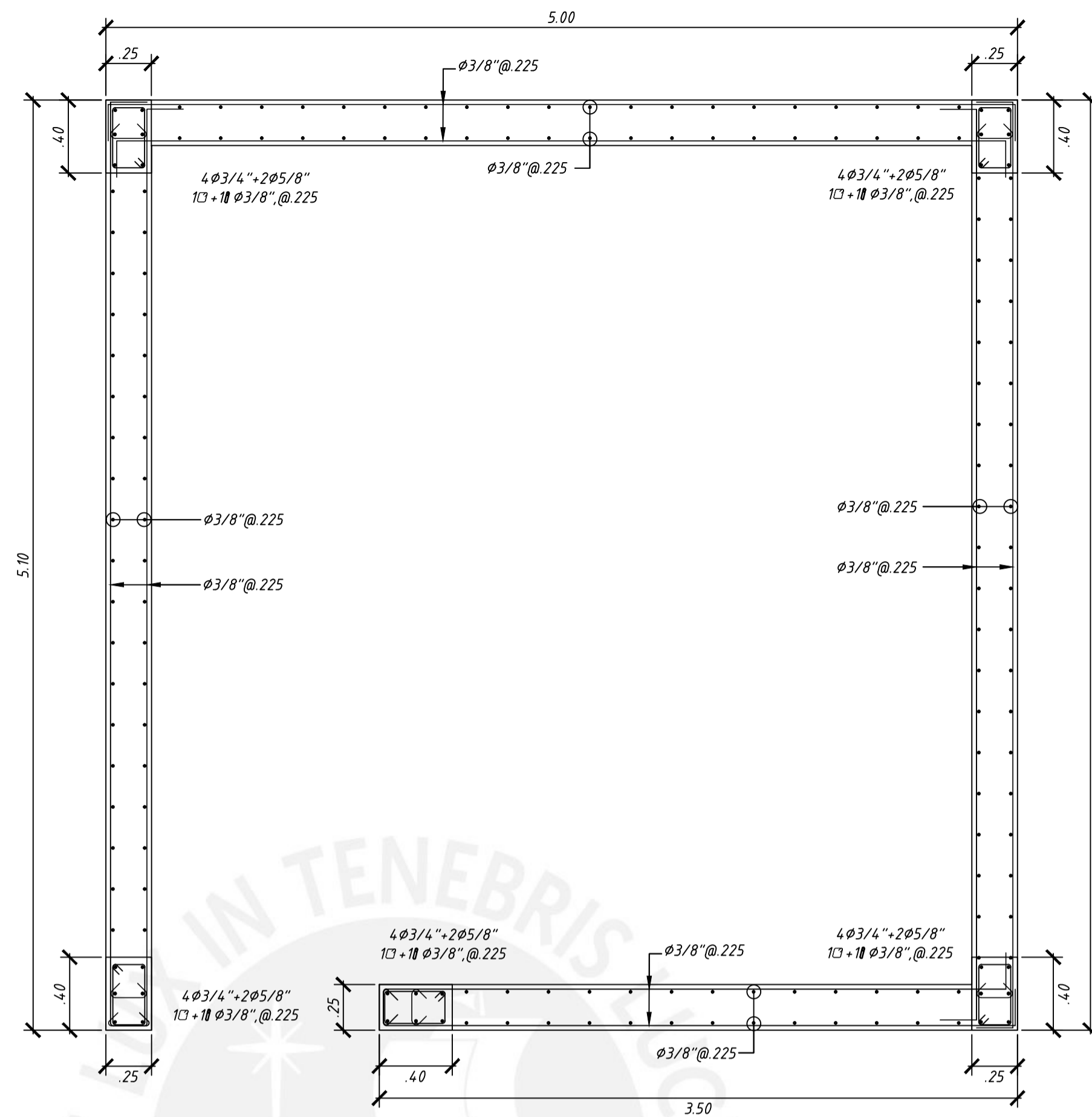
COLUMNA	PISO	
	DESDE CIMENTACION A NIVEL 3 f'c=210 kg/cm ²	DESDE NIVEL 4 A NIVEL 6 f'c=210 kg/cm ²
C-01		
C-02		
C-03		
C-04		
C-05		



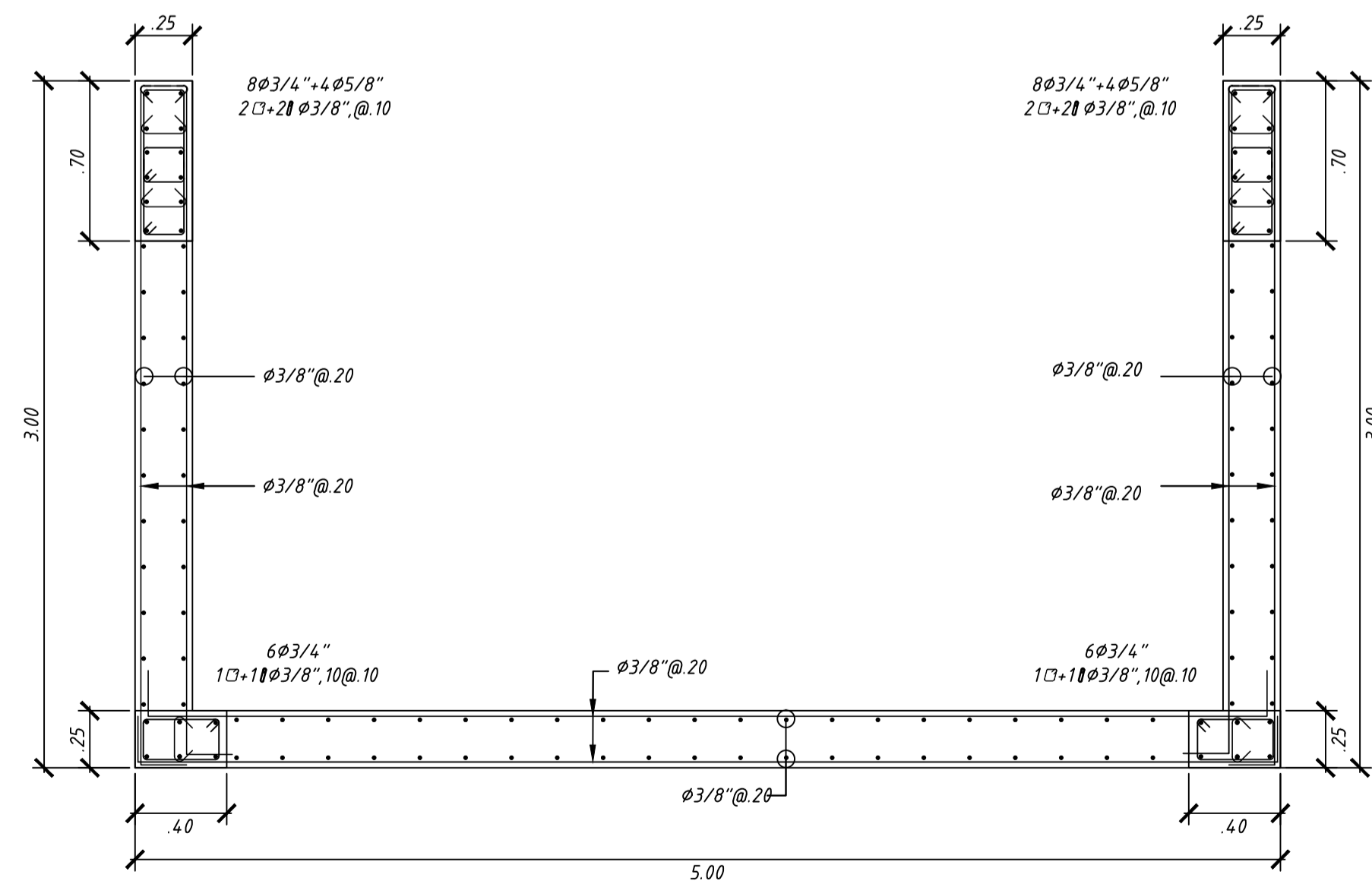
PROYECTO:	EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES	ASESOR:	Soto Obles, Jonathan Edward	LAMINA N°:	E-4	
UBICACION:	MAGDALENA DEL MAR	FECHA:	11/25	FECHA:		Febrero, 2020
PLANO:	CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS I	ESCALA:	1/25	FECHA:		Febrero, 2020



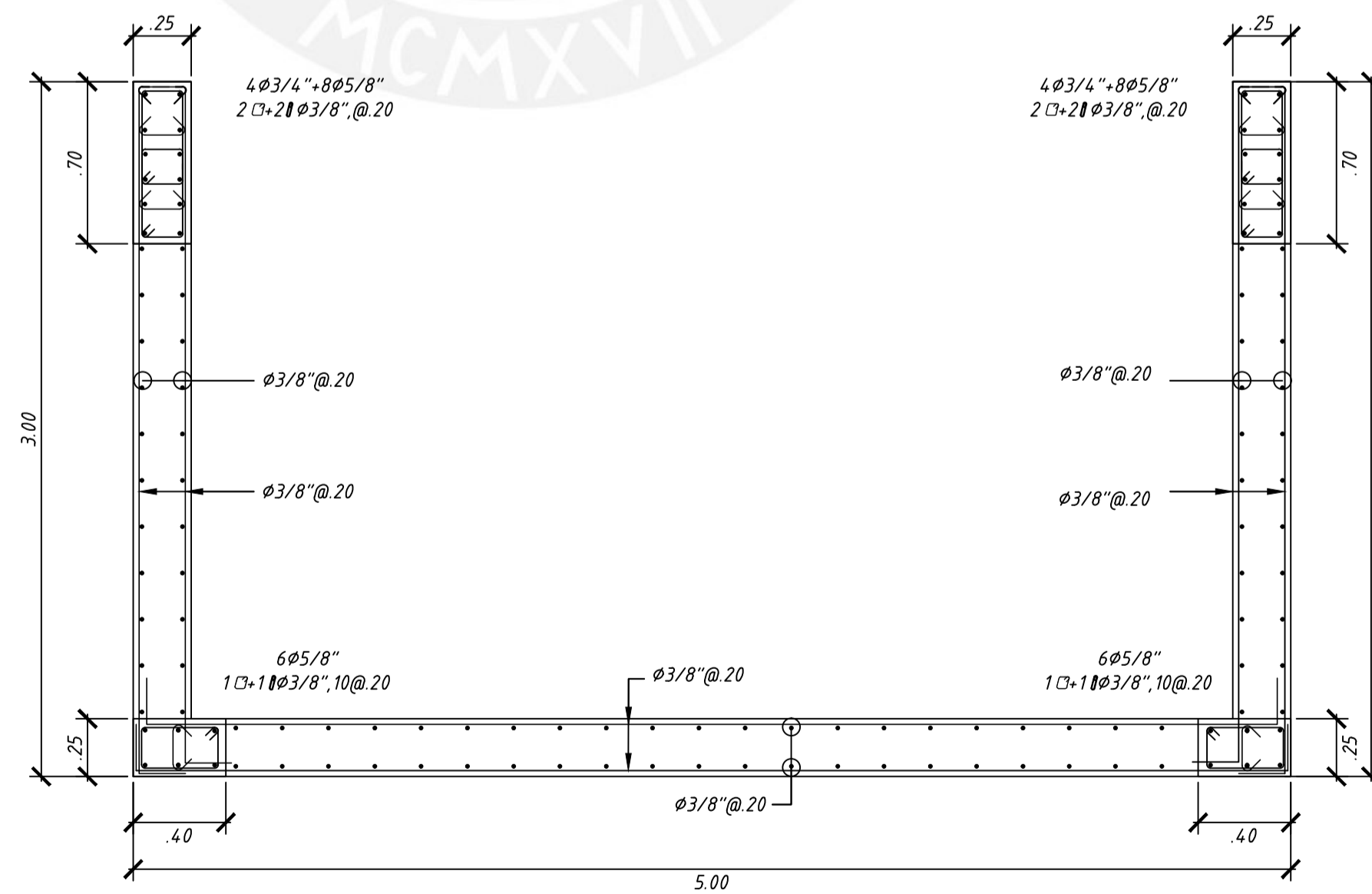
PL-04 (ESCALERA)
 PISOS 1 AL 2
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$



PL-04 (ESCALERA)
 PISOS 3 AL AZOTEA
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

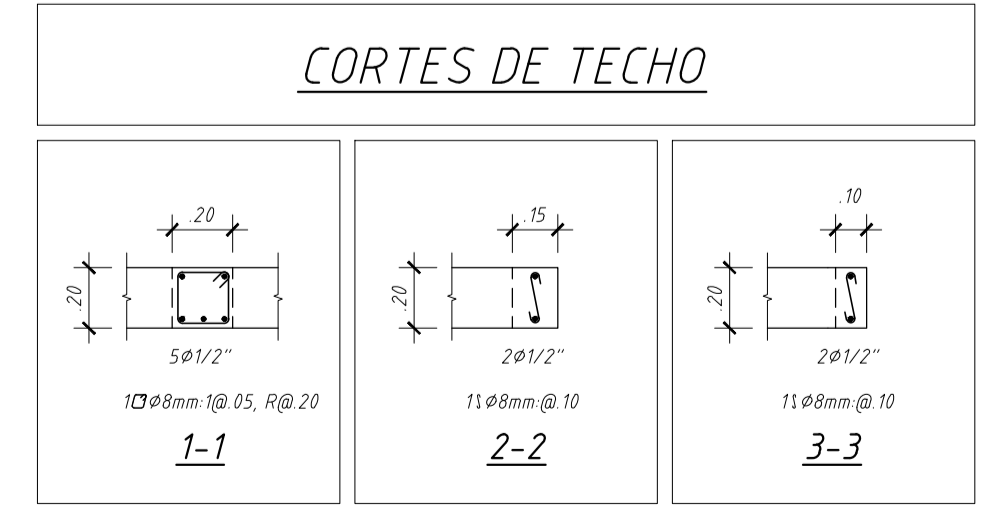
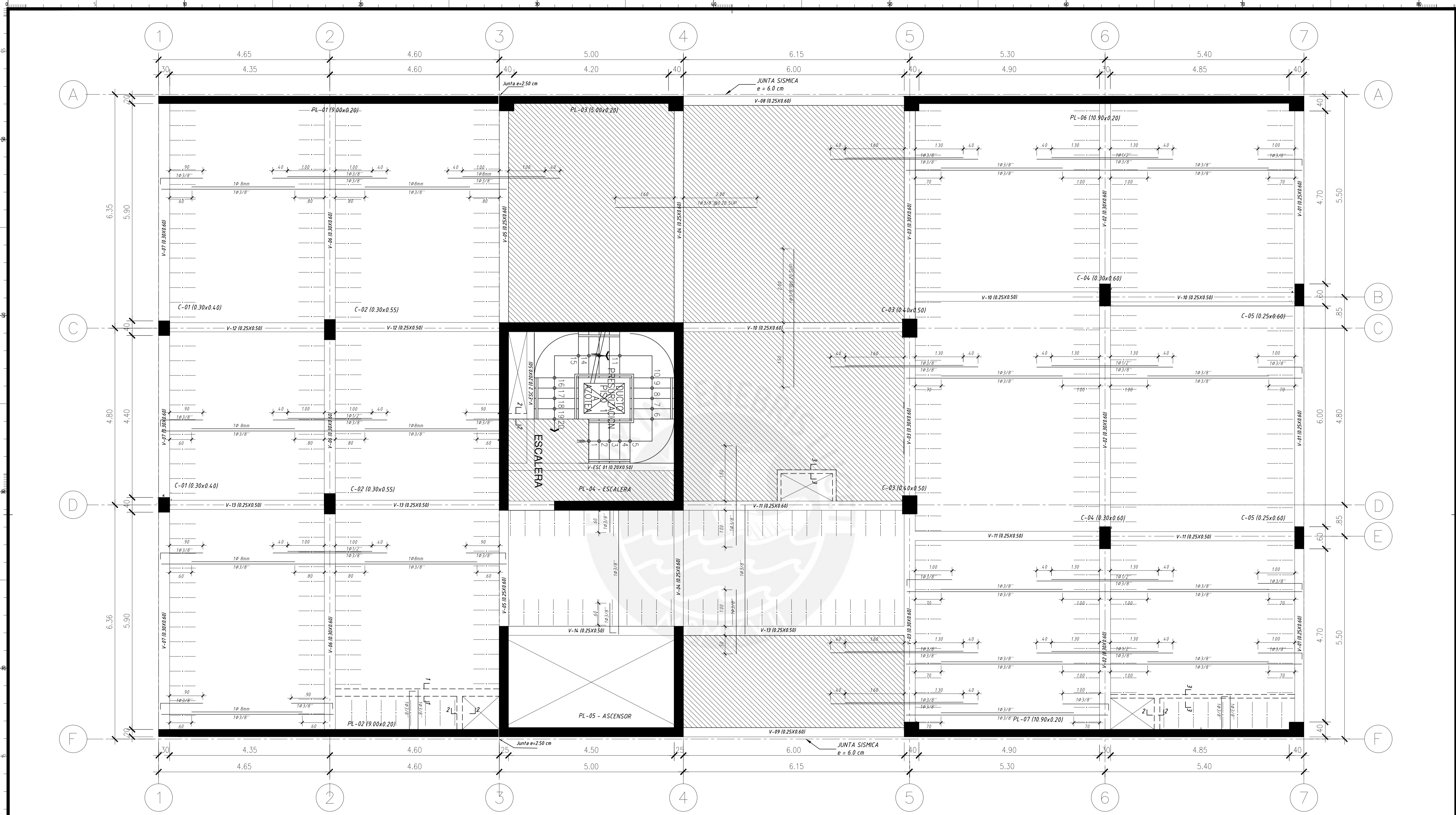


PL-05 (ASCENSOR)
 PISOS 1 AL 2
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$



PL-05 (ASCENSOR)
 PISOS 3 AL AZOTEA
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES		ASESOR: Solo Obles, Jonathan Edward	LAMINA N°: E-5
UBICACION: MAGDALENA DEL MAR	PLANO: CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS II	RESISTA: Medina Sinche, Rodrigo A. rodrigo.medina@uzcp.pe	
ESCALA: 1/25	FECHA: Febrero, 2020		

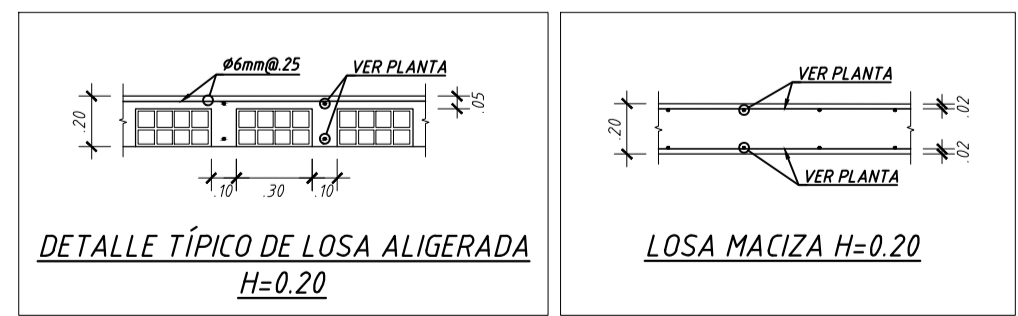


ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1ER AL 5TO PISO

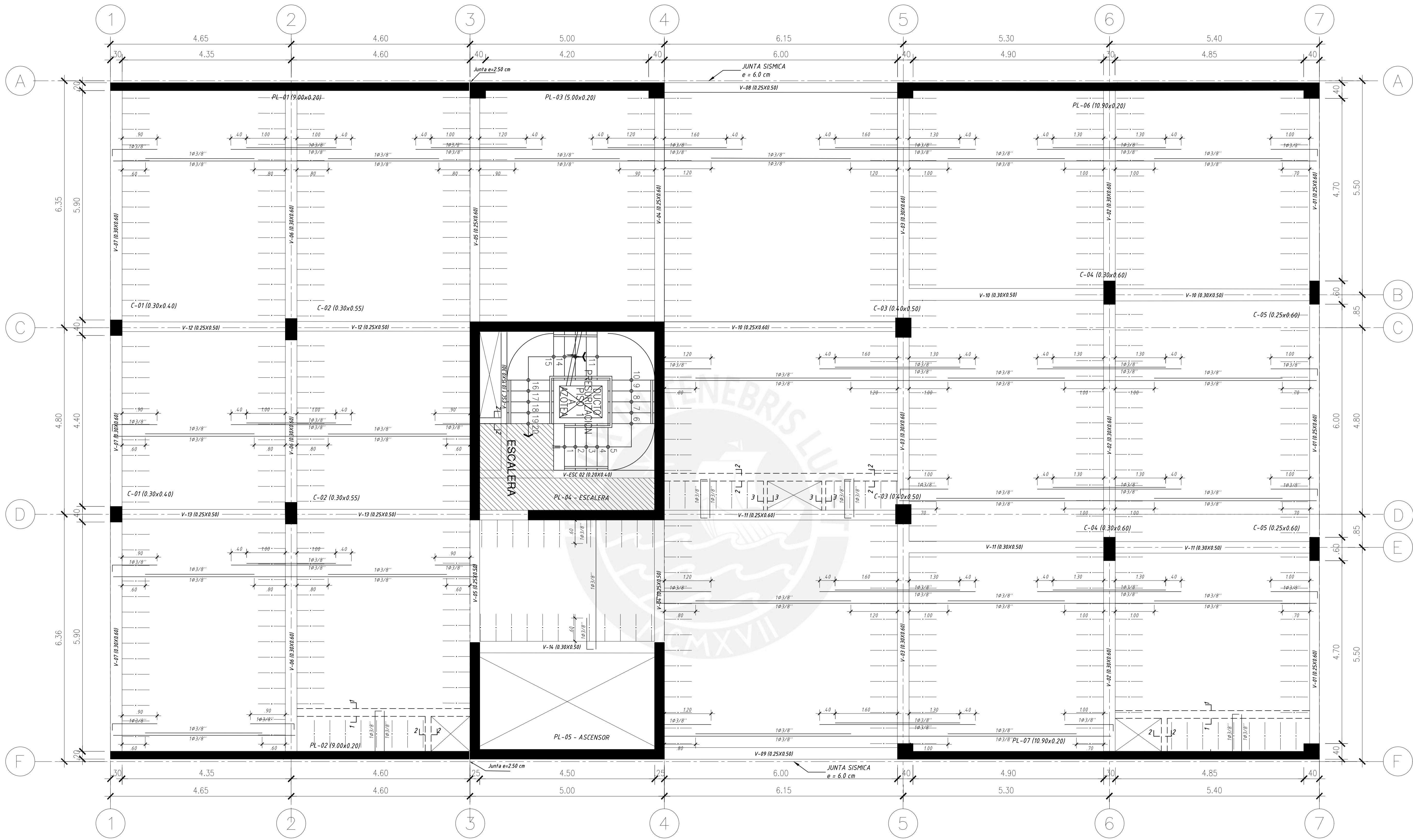
S/C = 250 kg/m²-50kg/cm² TAB. MOVIL. CUARTO ARCHIVOS = 500 kg/m²
 ESCALERA = 1/50

LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL ARMADA EN UNA DIRECCION, H=0.20m (ESPACIADA CADA 0.40)

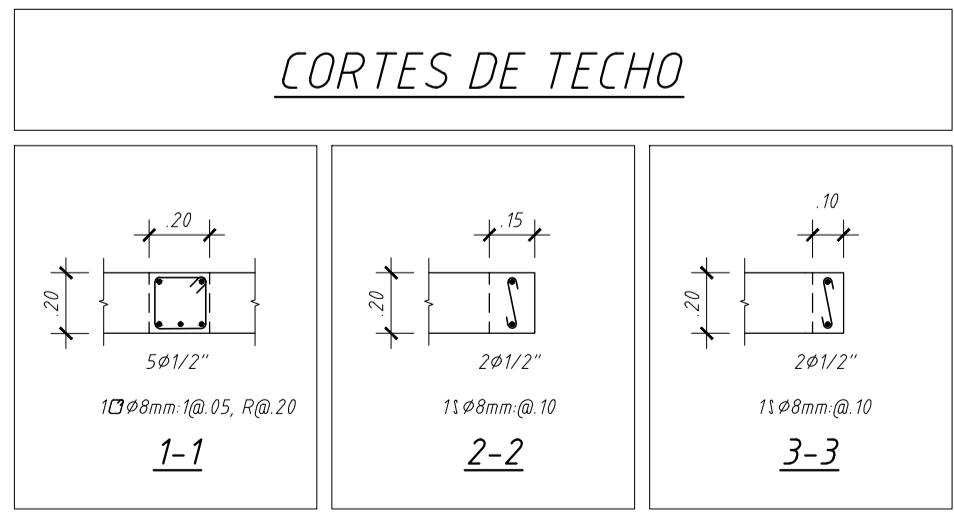
LOSA MACIZA H=0.20m, MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR DE ø3/8" @ 20 E INFERIOR ø3/8" @ 40
REJILLA DE ANCHO DE MUESTRA Y DE DISTANCIA ANORMAL ECI



PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES		ASESOR: Soto Ockea, Jonathan Edward.	LAMINA Nº: E-6
UBICACION: MAGDALENA DEL MAR	PLANO: ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO	RESISTA: Medina Sinche, Rodrigo A.	ESCALA: 1/50 FECHA: Febrero, 2020

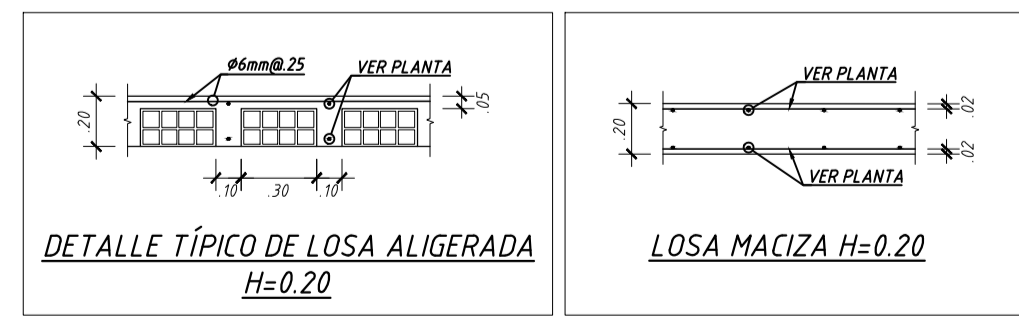


ENCOFRADO DE TECHO PARA AZOTEA



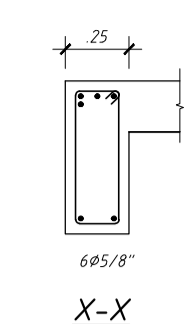
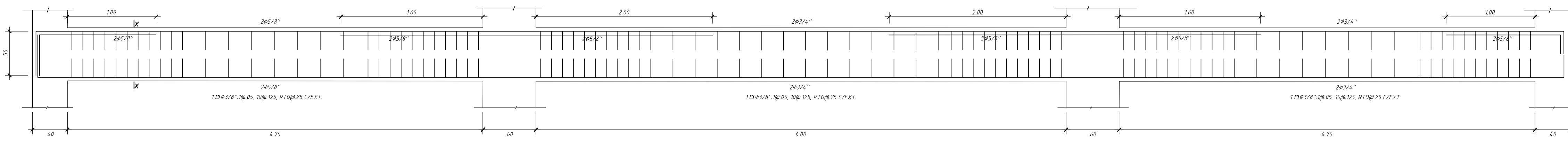
S/C= 100 kg/m², CUARTO ARCHIVOS= 500 kg/m²
 ESCALA= 1/50

- LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL ARMADA EN UNA DIRECCION, H=0.20m (ESPACIADA CADA 0.40)
- LOSA MACIZA H=0.20m, MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR E INFERIOR #3/8" @ 20 (EN LA PLANTA SE MUESTRAN LOS BASTONES ADICIONALES)

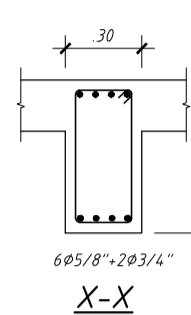
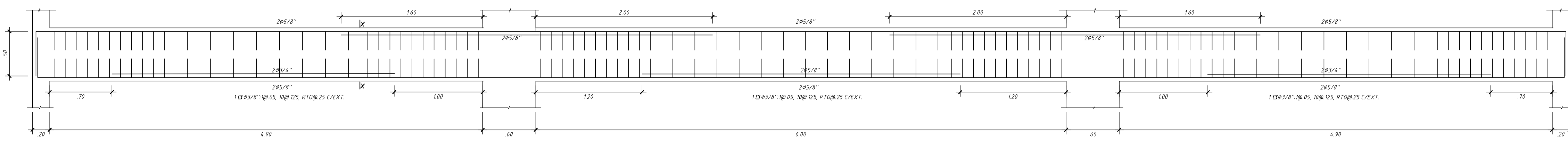


PROYECTO: EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES		ASESOR: Solo Olea, Jonathan Edward.	
UBICACION: MAGDALENA DEL MAR		FECHA: Febrero, 2020	
PLANO: ENCOFRADO DE TECHO AZOTEA		ESCALA: 1/50	
		E-7	

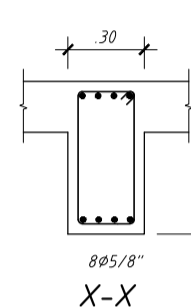
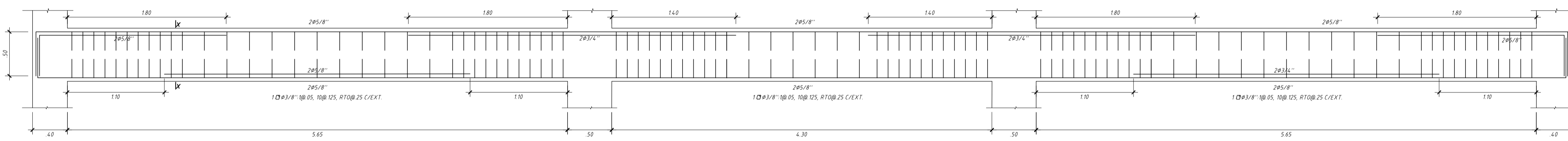
VIGA VT-01 (0.25X0.60m)



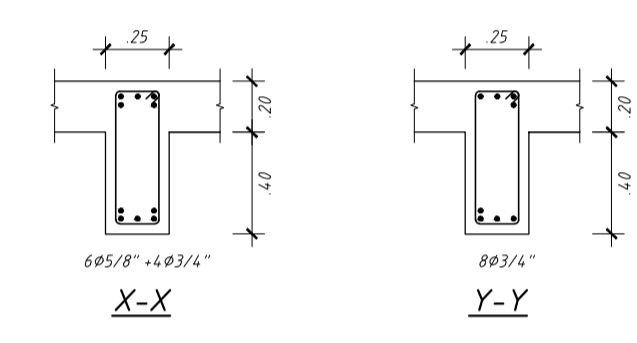
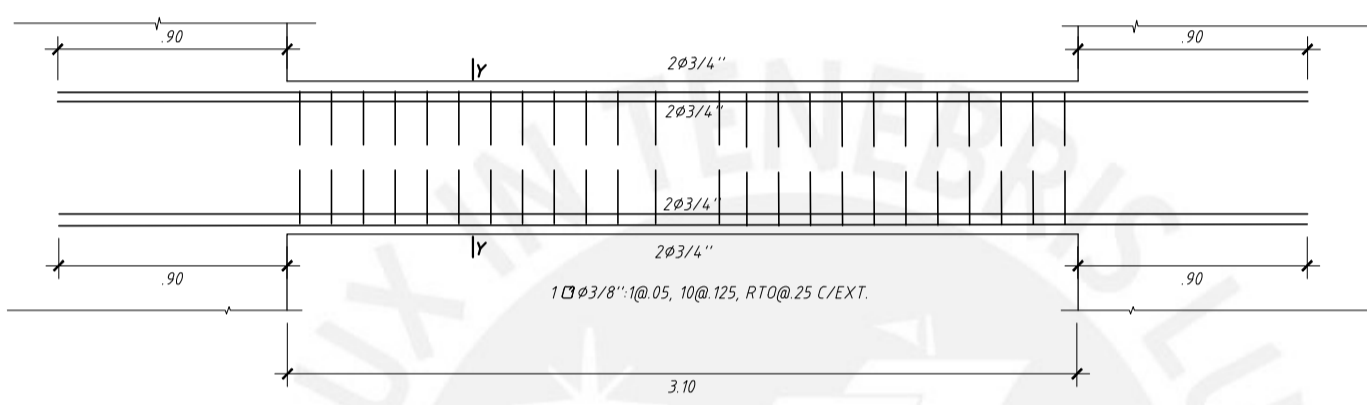
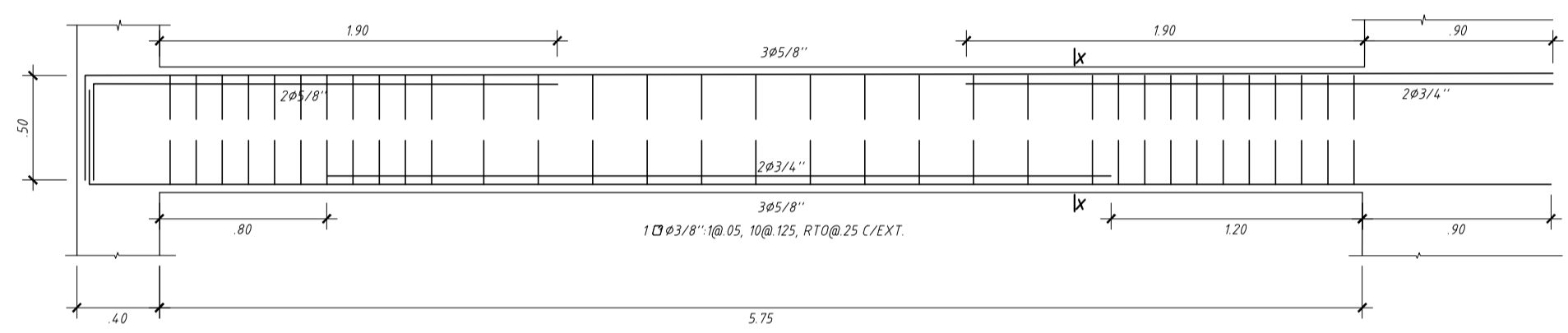
VIGA VT-02 (0.30X0.60m)



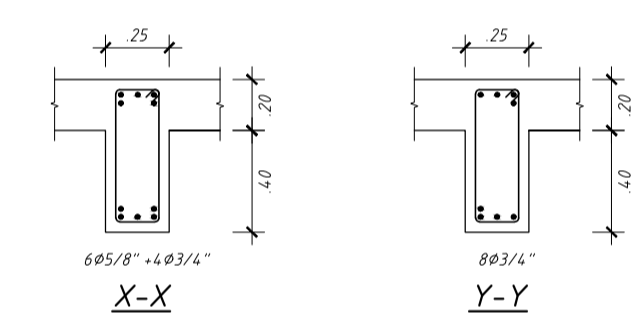
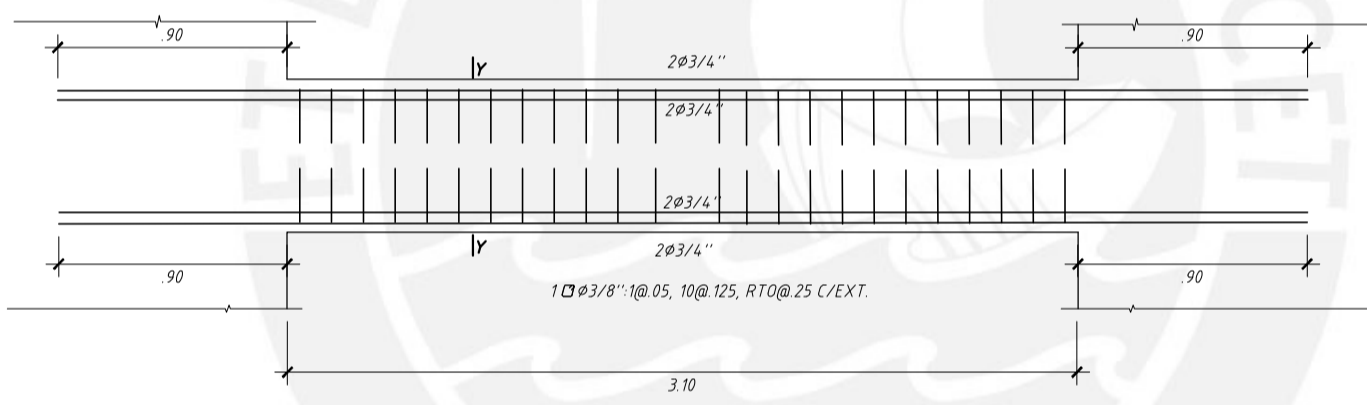
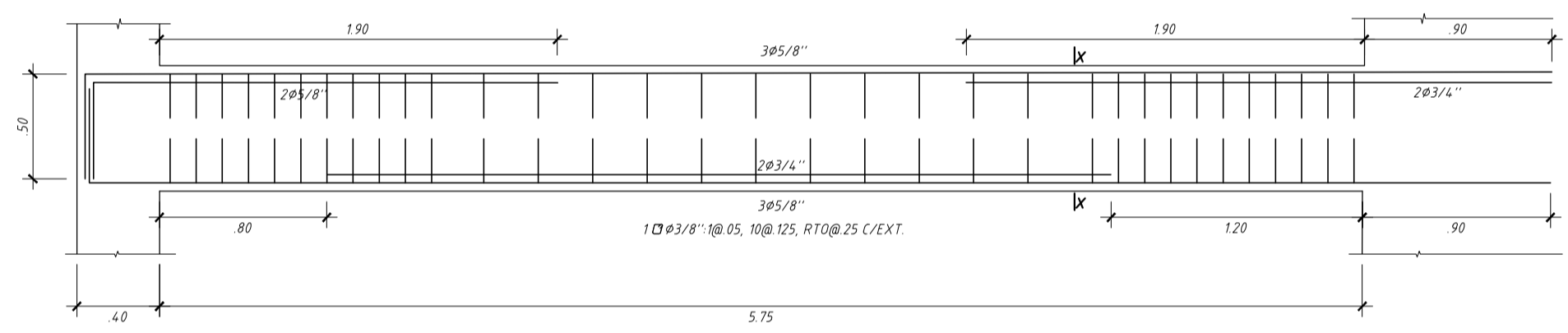
VIGA VT-03 (0.30X0.60m)



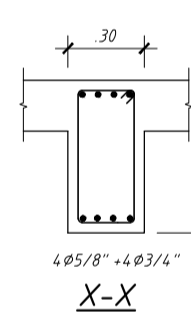
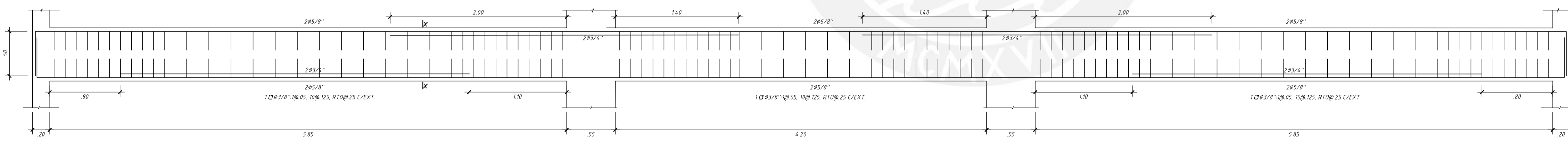
VIGA VT-04 (0.25X0.60m)



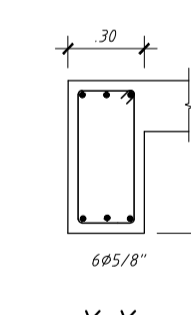
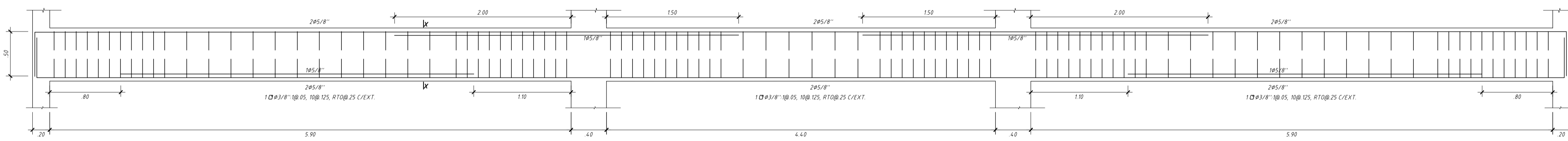
VIGA VT-05 (0.25X0.60m)



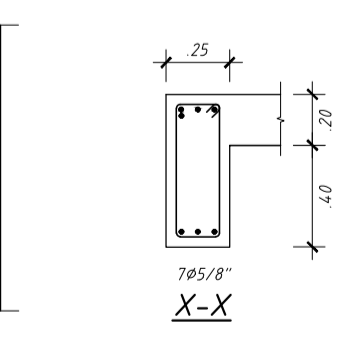
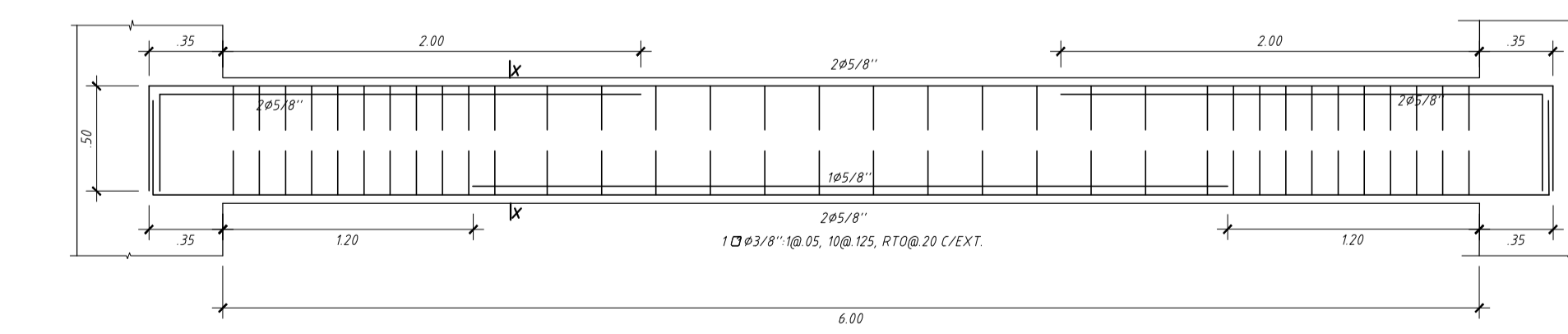
VIGA VT-06 (0.30X0.60m)



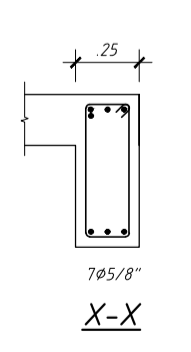
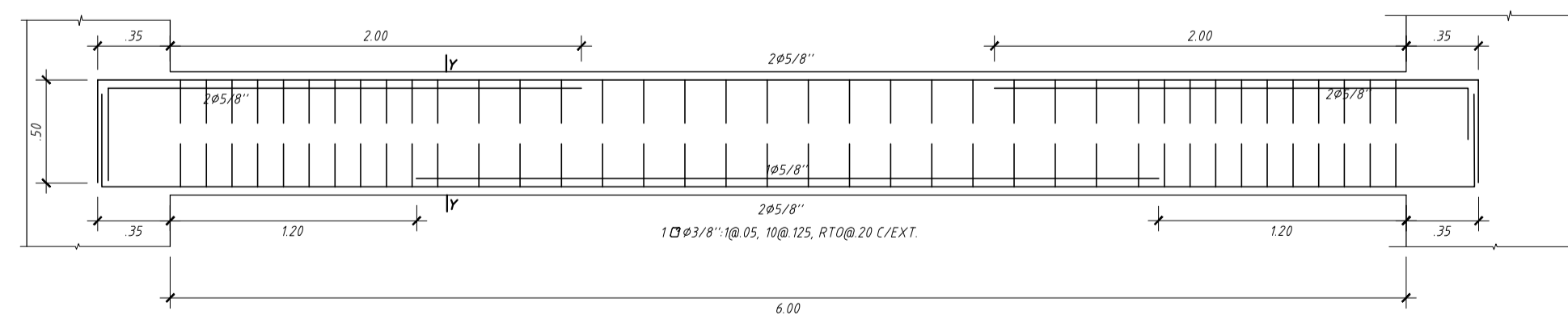
VIGA VT-07 (0.30X0.60m)



VIGA VT-08 (0.25X0.50m)

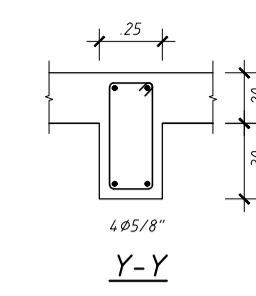
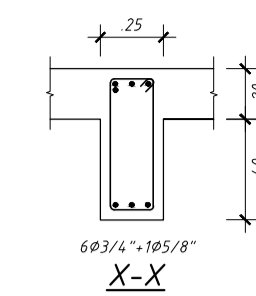
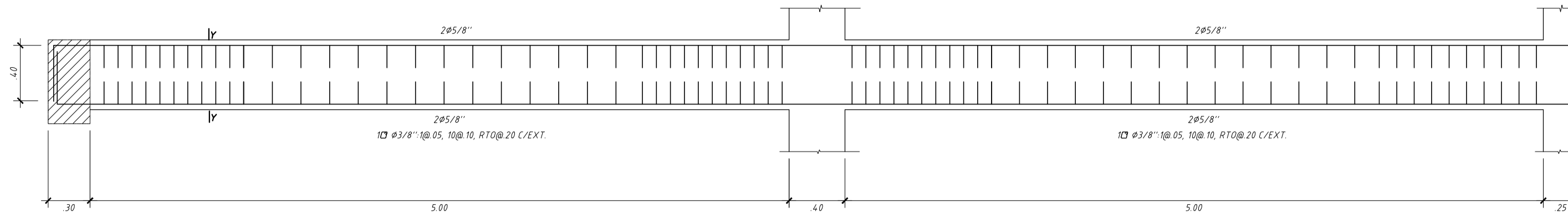
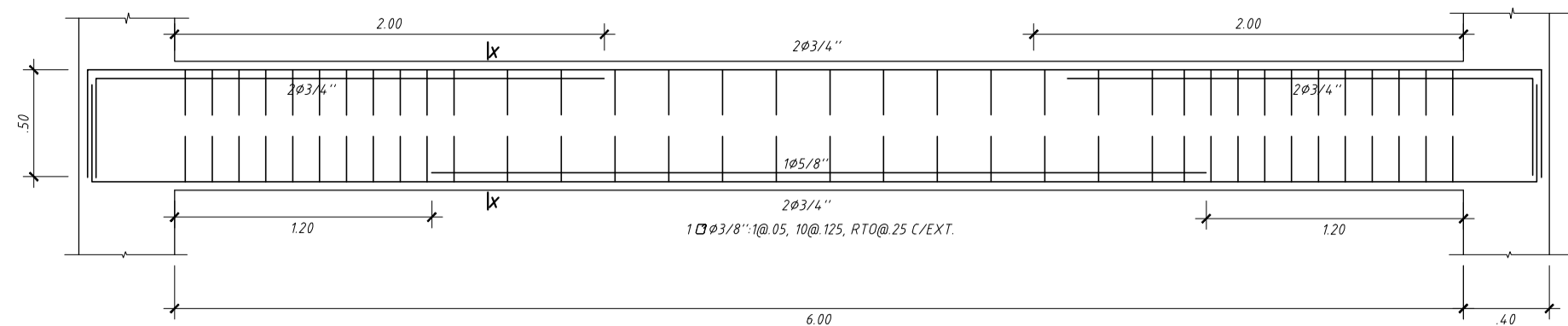


VIGA VT-09 (0.25X0.50m)

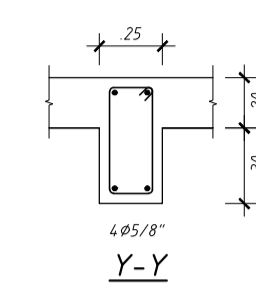
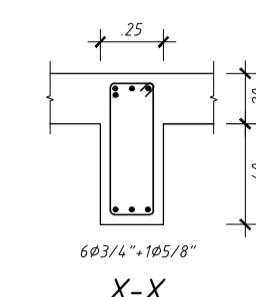
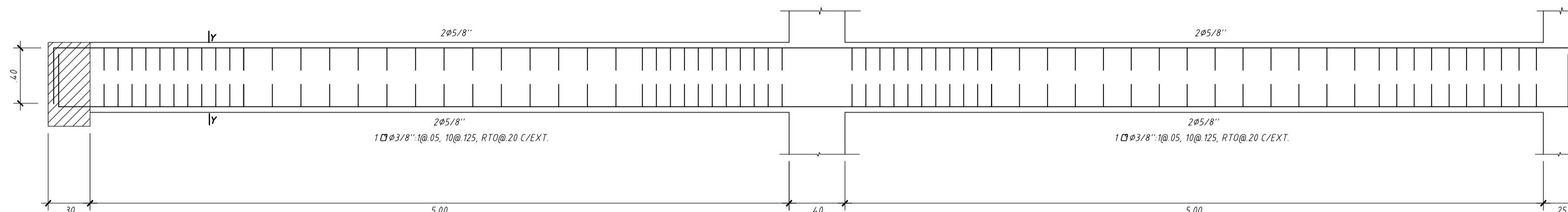
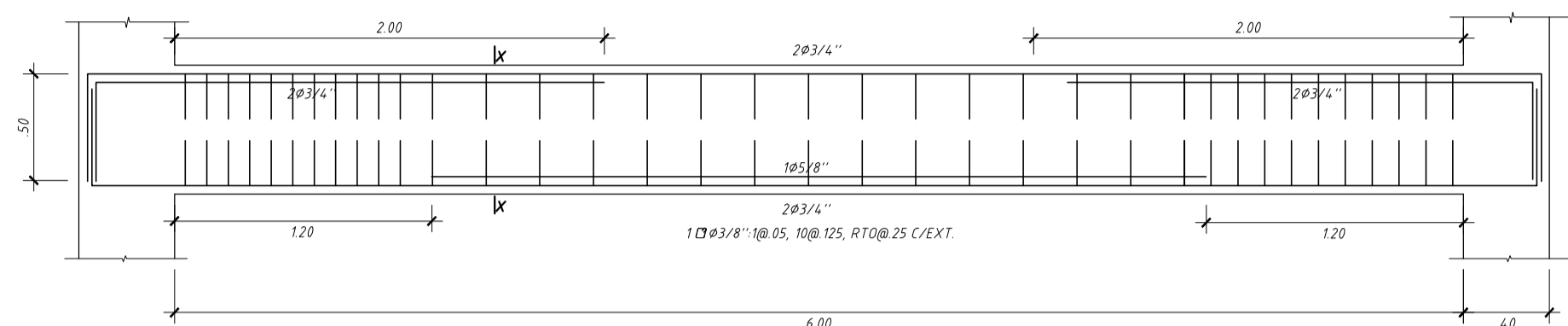


PROYECTO:	EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES	ASESOR:	Soto Oblea, Jonathan Edward.	LAMINA N°:	E-8
UBICACION:	MAGDALENA DEL MAR	FECHA:	Medina Sinche, Rodrigo A. <small>rodigo.medina@upc.pe</small>	FECHA:	
PLANO:	VIGAS TIPICA1	ESCALA:	1/30	FECHA:	
			1/30	FECHA:	

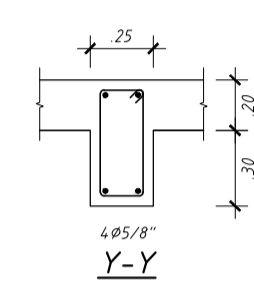
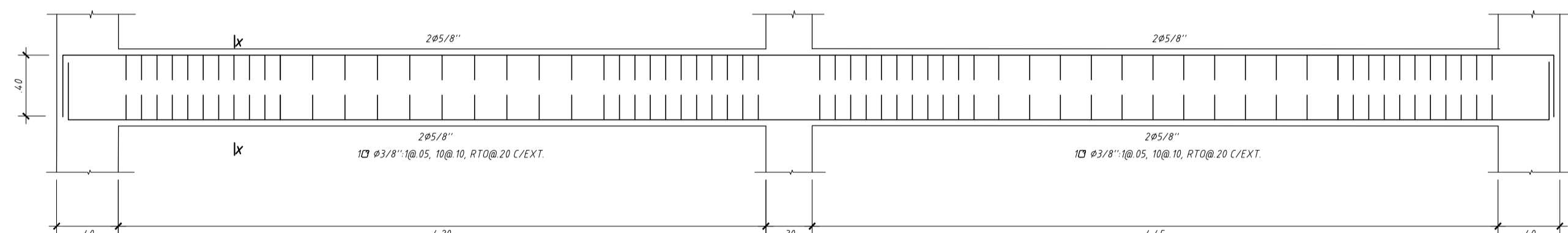
VIGA VT-10 (0.25X0.60m/0.25X0.50m)



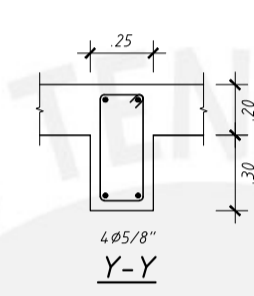
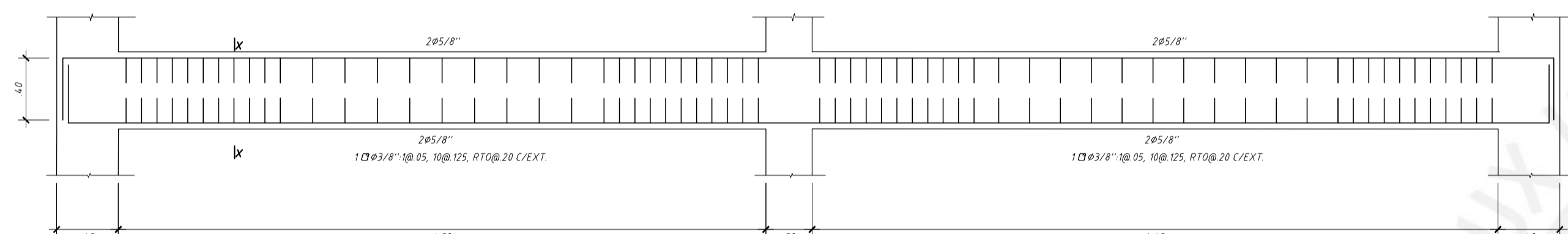
VIGA VT-11 (0.25X0.60m/0.25X0.50m)



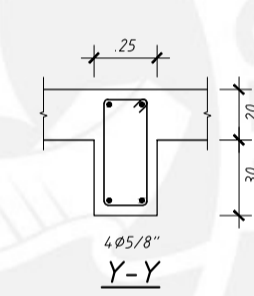
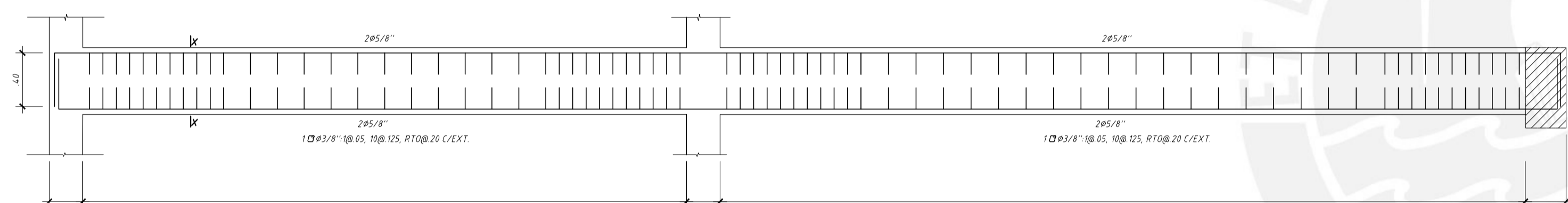
VIGA VT-12 (0.25X0.50m)



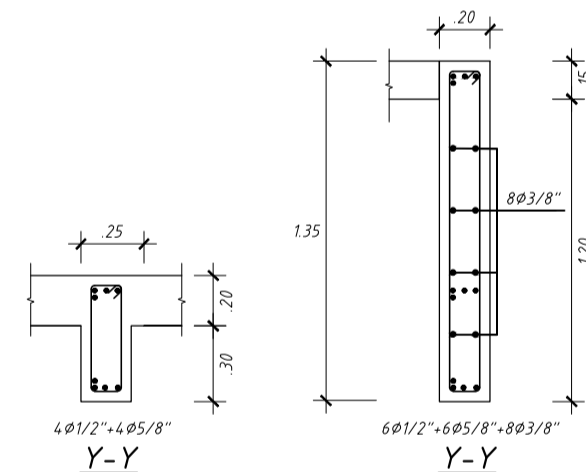
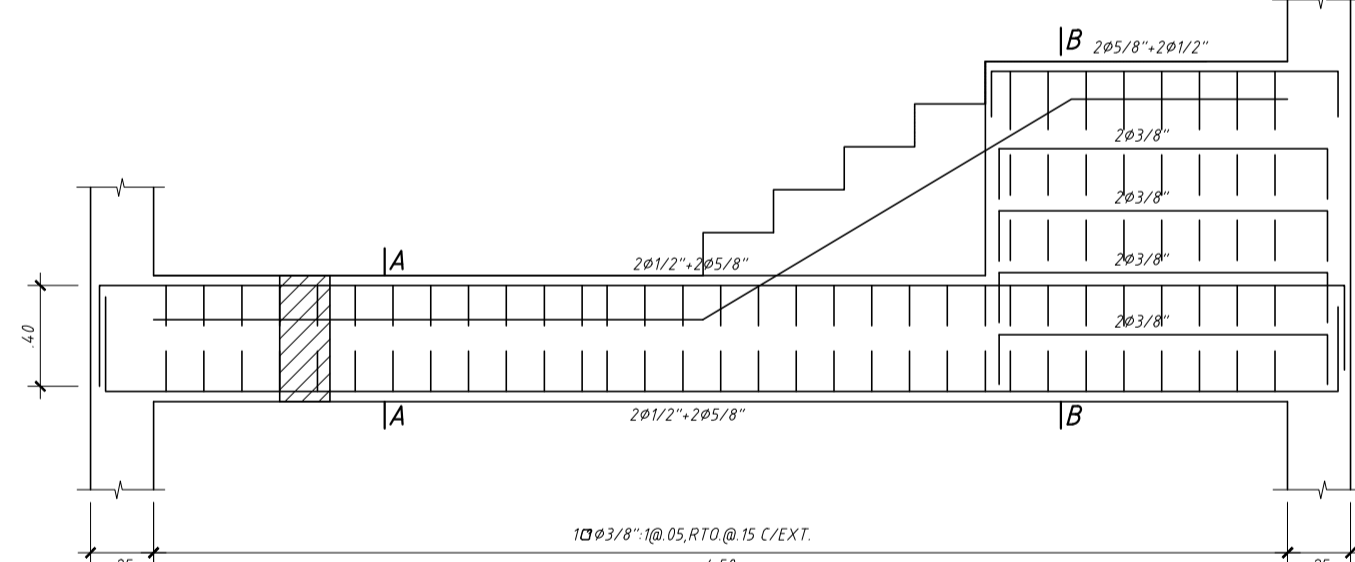
VIGA VT-13 (0.25X0.50m)



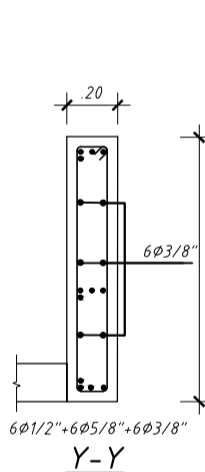
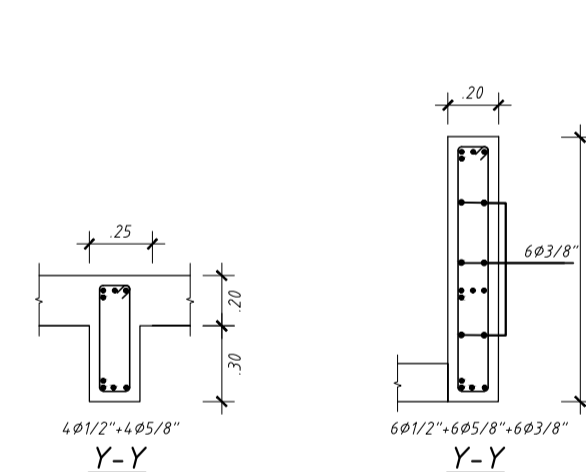
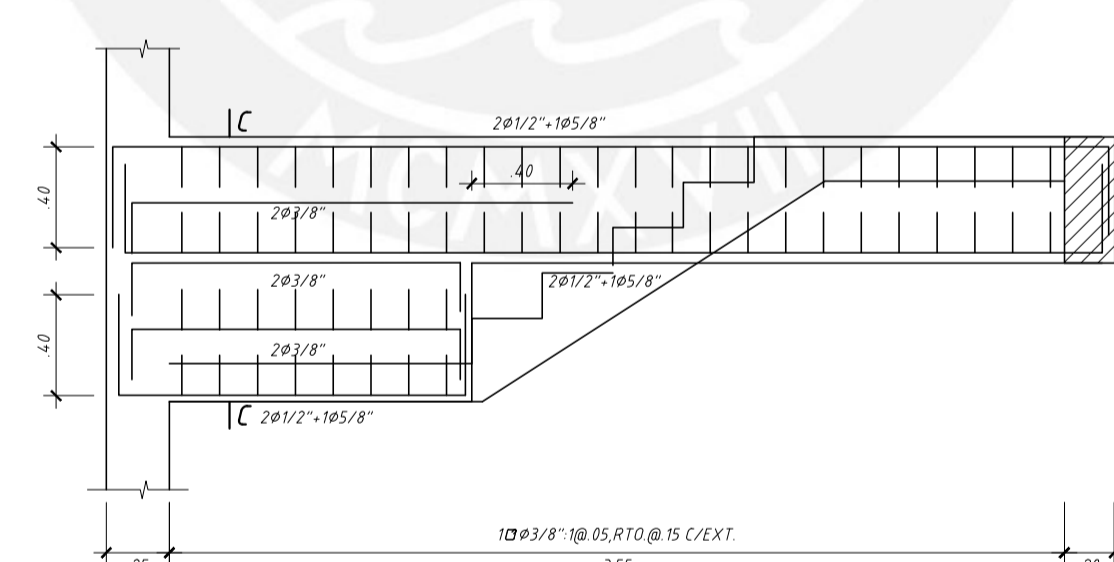
VIGA VT-14 (0.25X0.50m)



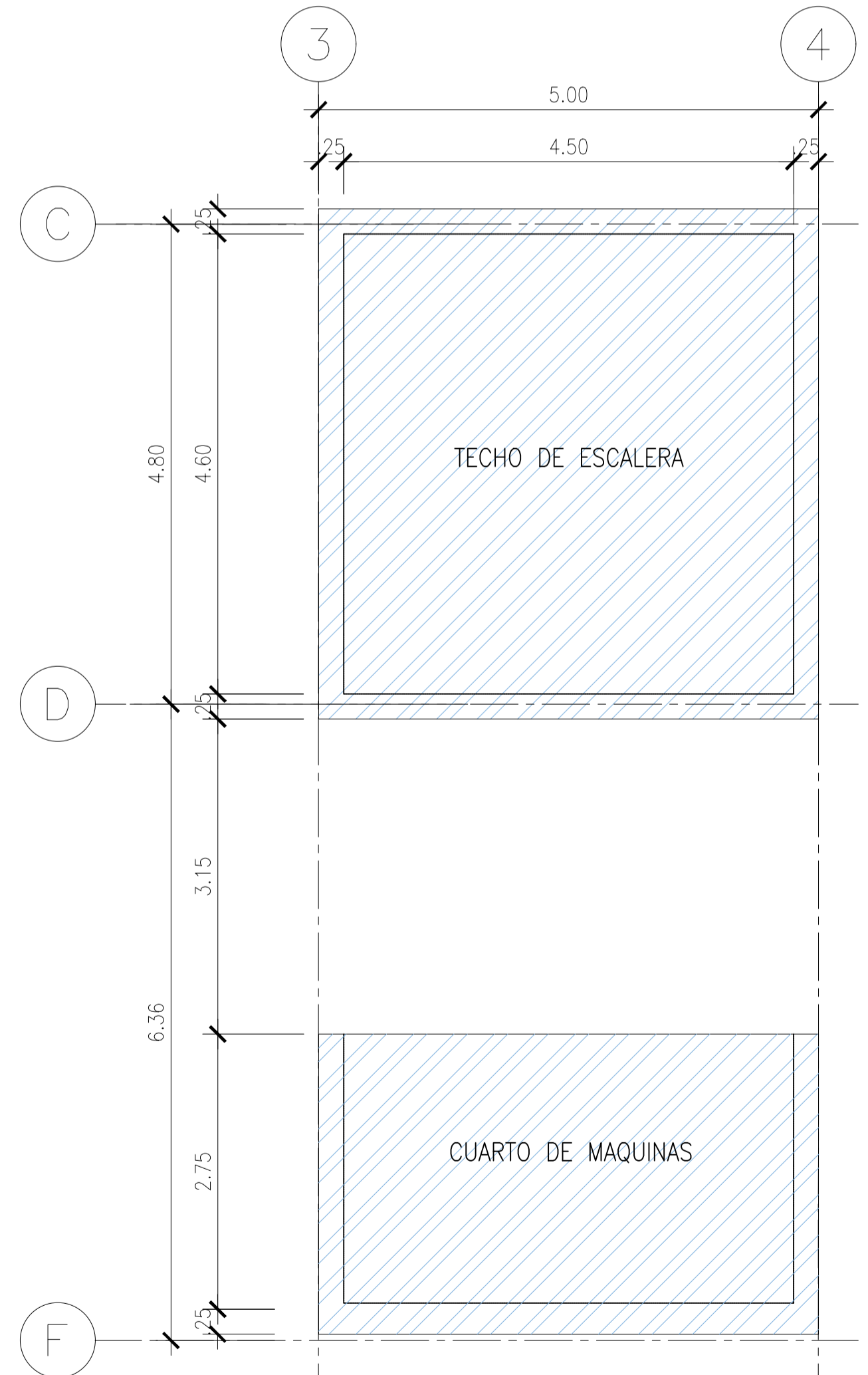
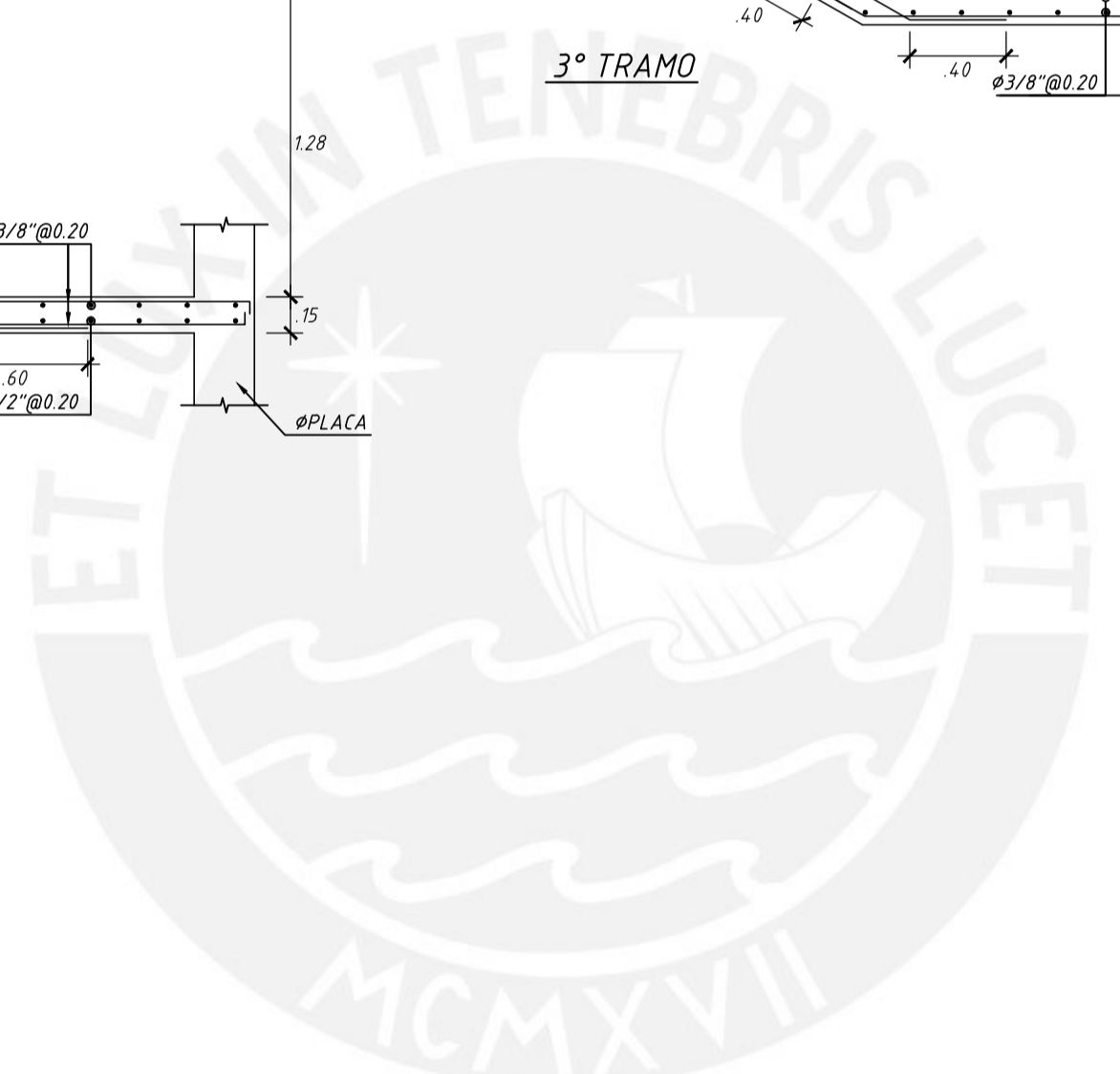
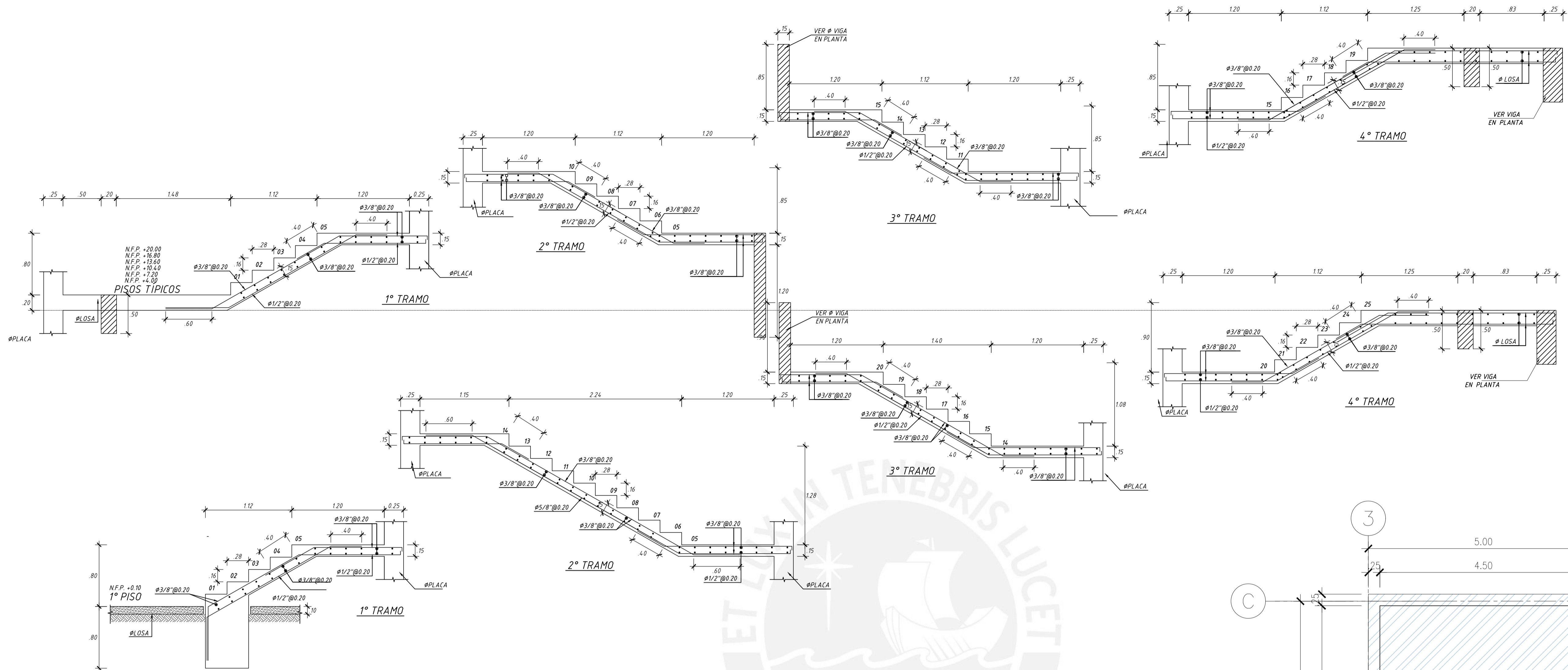
VS-ESC-01 (0.20x0.50)(0.20x1.35)



VT-ESC-02 (0.20x1.05)(0.20x0.50)

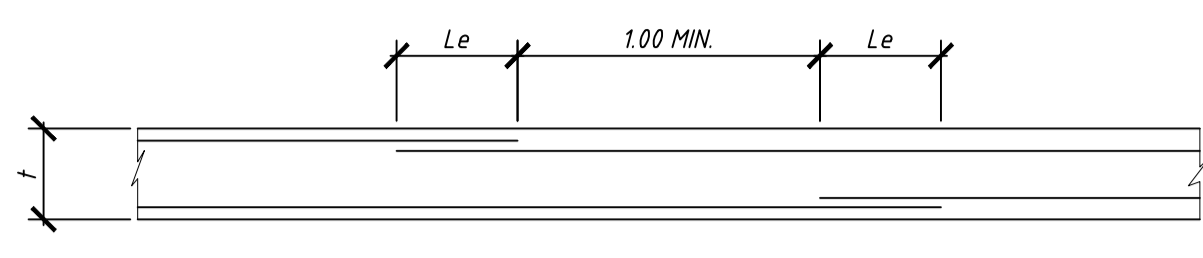


PROYECTO:	EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES	ASESOR:	Solo Ochoa, Jonathan Edward.	LAMINA N°:	E-9	
UBICACION:	MAGDALENA DEL MAR	FECHA:	1/30	FECHA:		Febrero, 2020
PLANO:	VIGAS TIPICA II	ESCALA:	1/30	FECHA:		Febrero, 2020



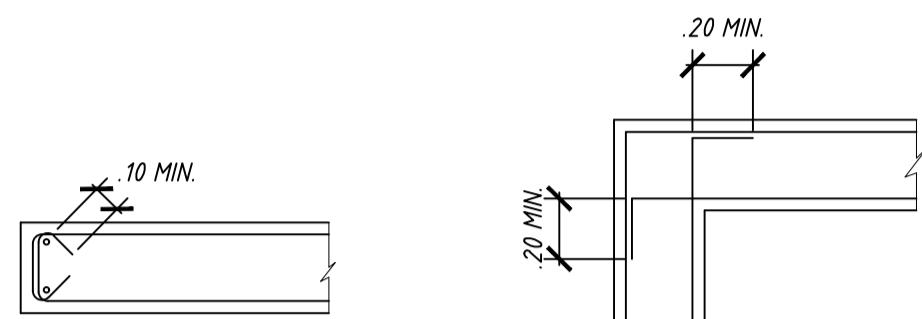
PROYECTO:	EDIFICIO PARA OFICINAS DE 6 NIVELES	ASESOR:	Soto Ochoa, Jonathan Edward.	LAMINA N°:	E-10	
UBICACION:	MAGDALENA DEL MAR	PLANO:	ESCALERA Y ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA	FECHA:		Febrero, 2020
		ESCALA:	1/30			

DETALLES DE PLACAS



REFUERZO	L (m)
3/8"	0.45
1/2"	0.60
5/8"	0.75

EMPALME DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS Y MUROS SIN ESCALA

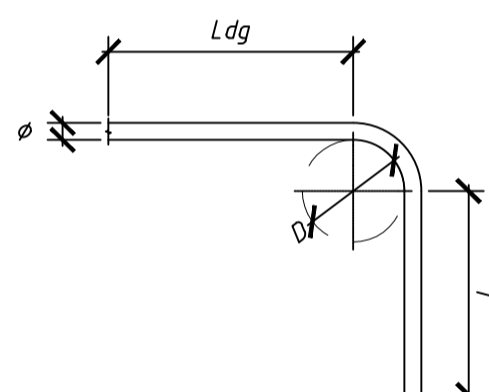


PLANTA

PLANTA

ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS Y MUROS DE CONCRETO SIN ESCALA

DETALLES DE DOBLADO DEL REFUERZO



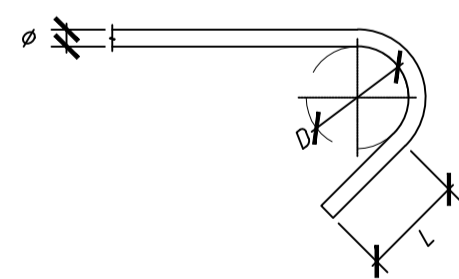
φ	D (cm)	L (cm)	Ldg (cm)
3/8"	6	12	19
1/2"	8	16	25
5/8"	10	19	31
3/4"	12	23	37
1"	16	31	49
1-3/8"	28	42	67

GANCHO A 90°



φ	D (cm)	L (cm)	Ldg (cm)
3/8"	6	7	19
1/2"	8	7	25
5/8"	10	7	31
3/4"	12	8	37
1"	16	10	49
1-3/8"	28	14	67

GANCHO A 180°

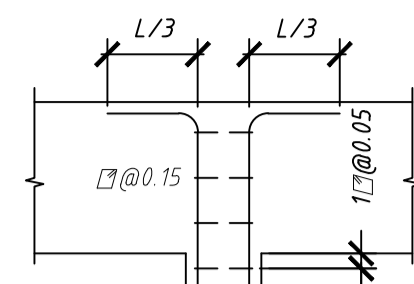


φ	D (cm)	L (cm)
3/8"	6	8
1/2"	8	10
5/8"	10	13

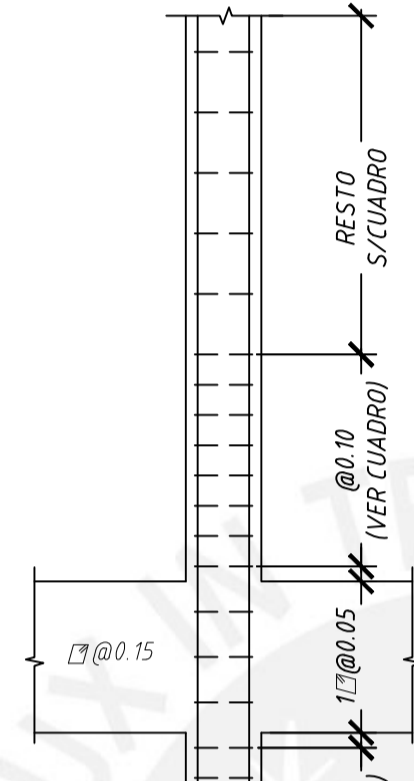
GANCHO A 135°

-D: DIAMETRO MINIMO DE DOBLADO
 -L: EXTENSION RECTA DESDE EL DOBLAZO HASTA EL EXTREMO LIBRE DEL REFUERZO
 -Ldg: LONGITUD DE DESARROLLO DE GANCHO ESTANDAR

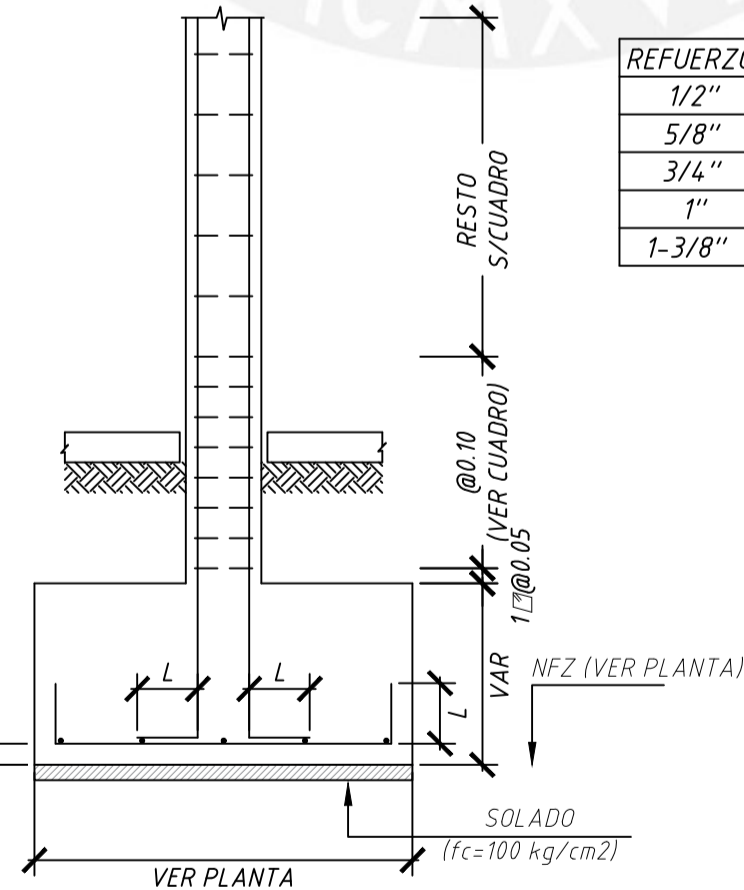
DETALLES TIPICOS DE COLUMNAS



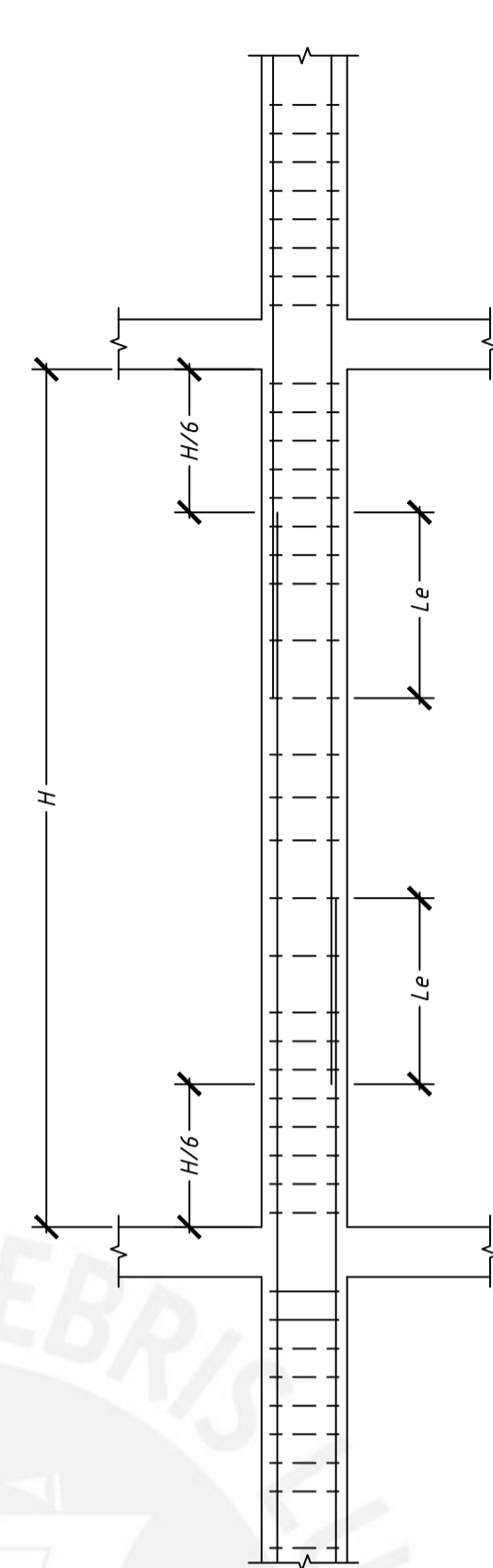
REMATE DE COLUMNAS SIN ESCALA



CONCENTRACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS SIN ESCALA



DETALLE DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNAS EN ZAPATA SIN ESCALA



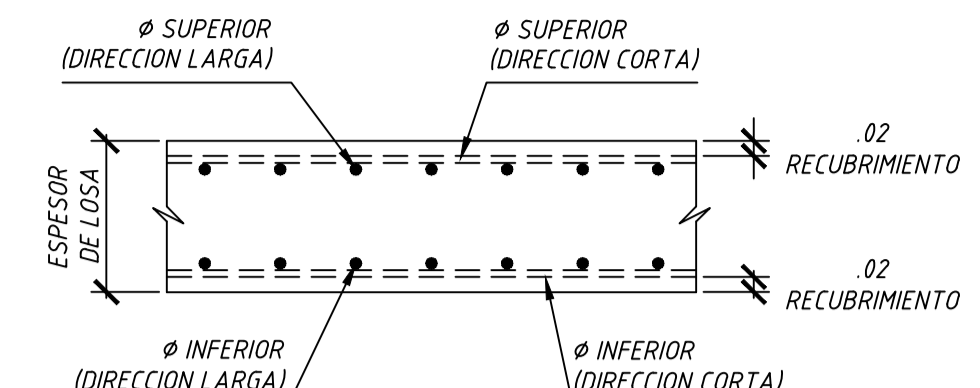
REFUERZO	f'c=210 kg/cm2
3/8"	Le (m)
1/2"	0.60
5/8"	0.80
3/4"	0.95
1"	1.15
1-3/8"	1.90

NOTA:
 ALTERNAR LOS EMPALMES EN DIFERENTES PISOS Y EMPALMAR COMO MAXIMO 50% DEL REFUERZO

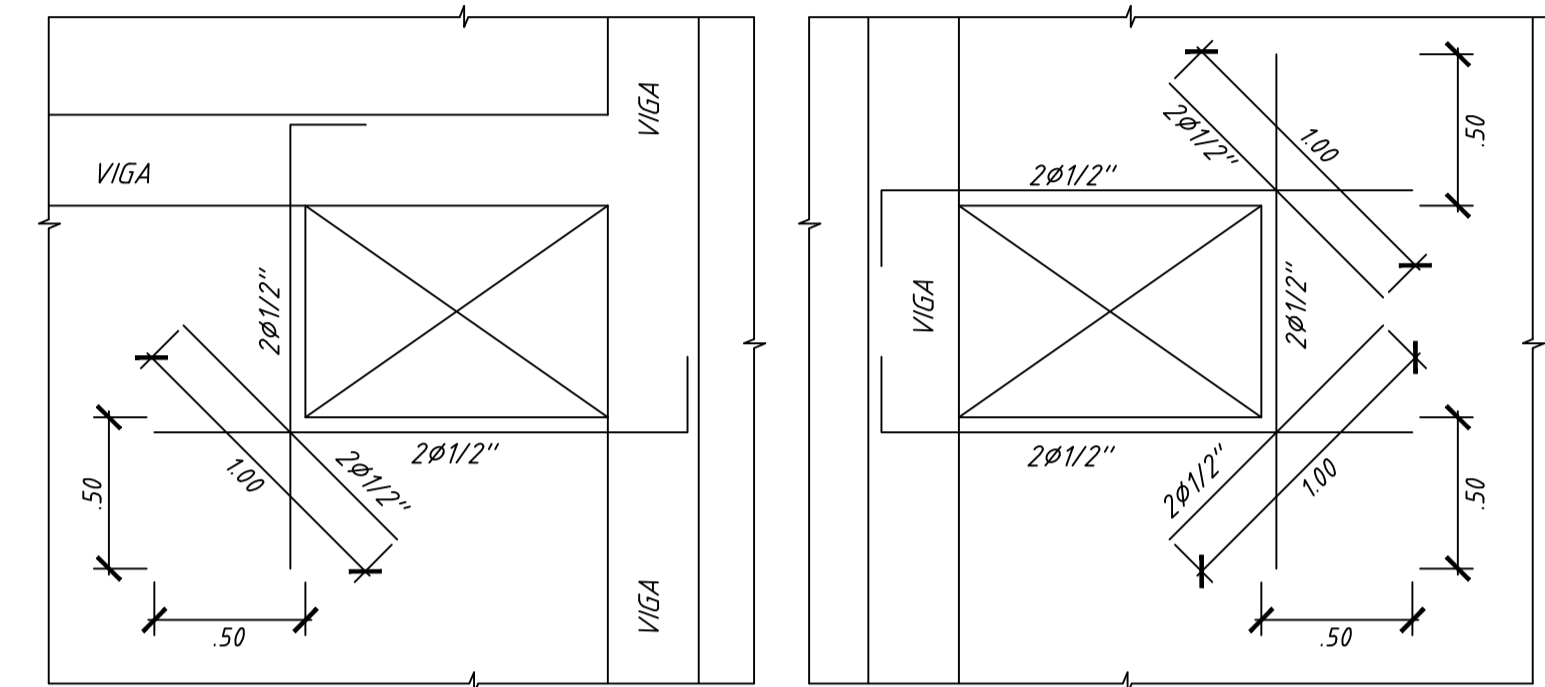
EMPALME DE REFUERZO VERTICAL EN COLUMNAS Y PLACAS SIN ESCALA

REFUERZO	L (m)
1/2"	0.15
5/8"	0.20
3/4"	0.25
1"	0.30
1-3/8"	0.40

DETALLES TIPICOS DE LOSAS

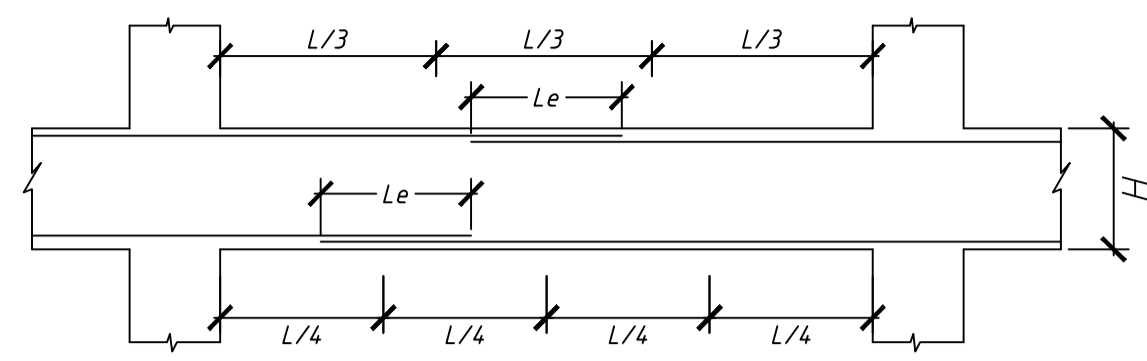


DETALLE TIPICO DE REFUERZO EN LOSA MACIZA SIN ESCALA



DETALLE DE REFUERZO ALREDEDOR DE DUCTOS DE LOSAS SIN ESCALA

DETALLES DE VIGAS

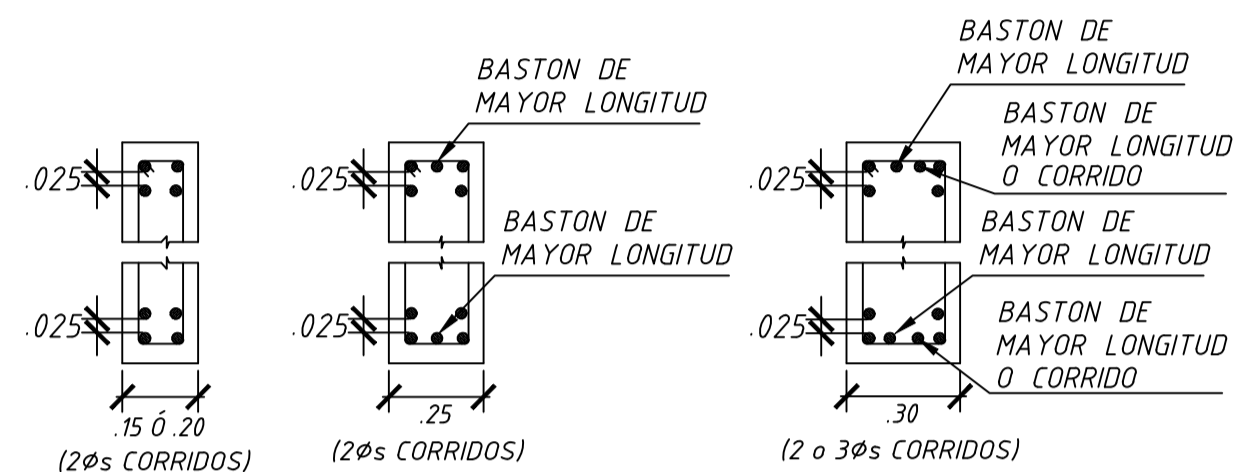


VALORES DE "Le" (m)		
φ	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	0.45	0.60
1/2"	0.60	0.80
5/8"	0.75	0.95
3/4"	0.90	1.15
1"	1.45	1.90

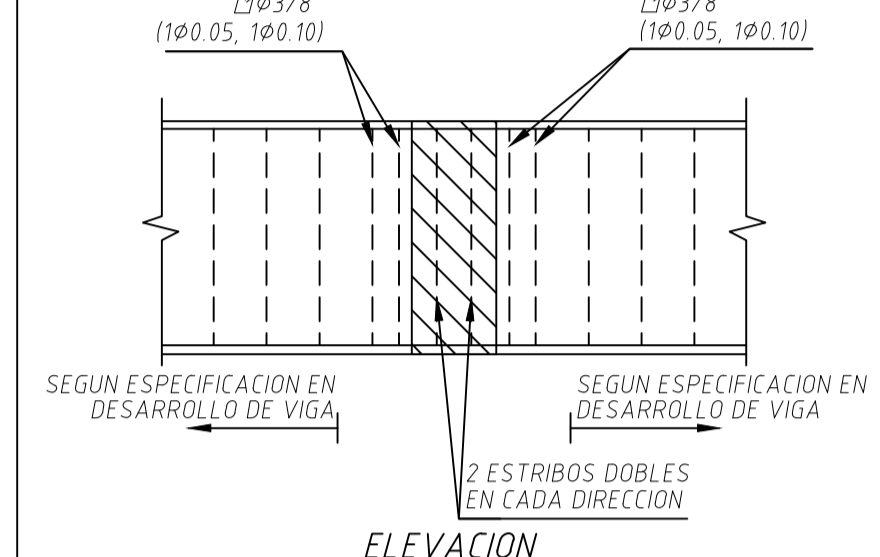
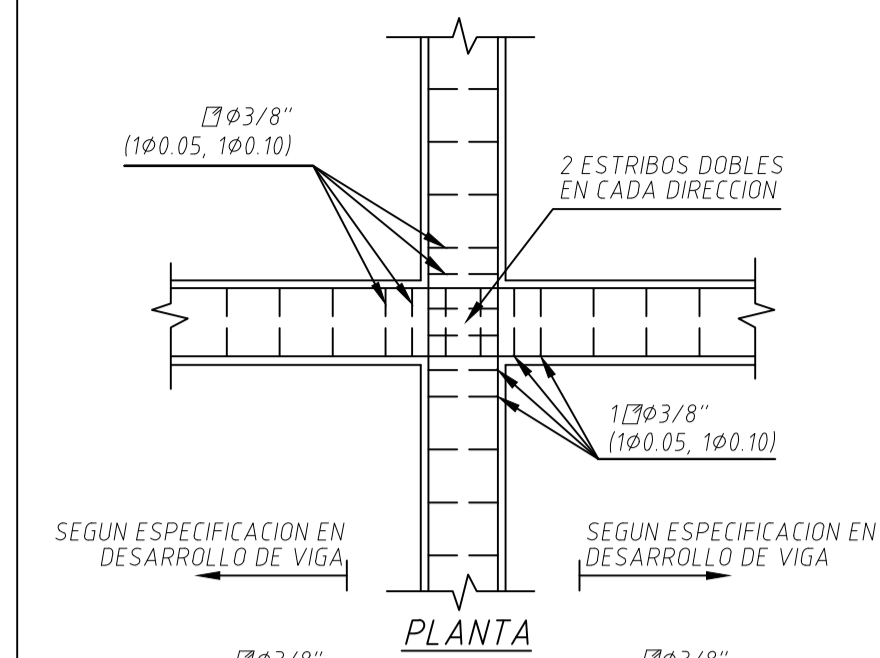
NOTAS :

- a. NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
- b. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- c. PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

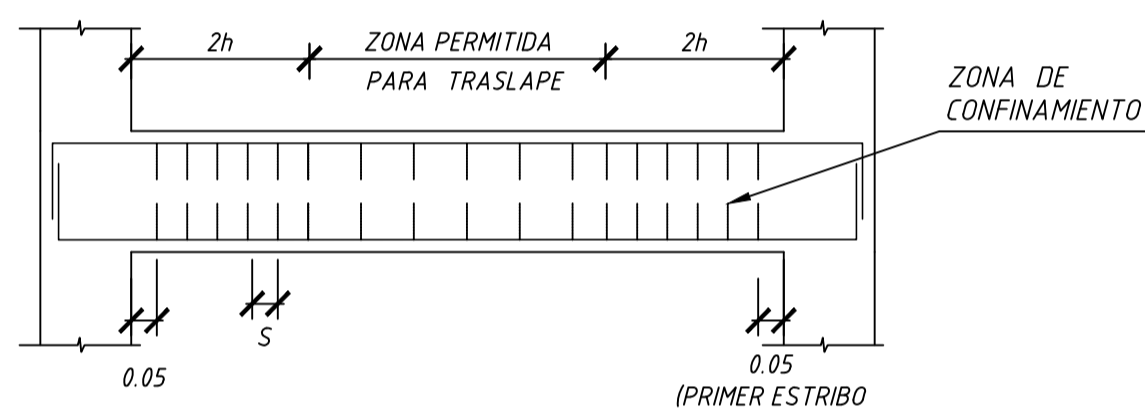
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS SIN ESCALA



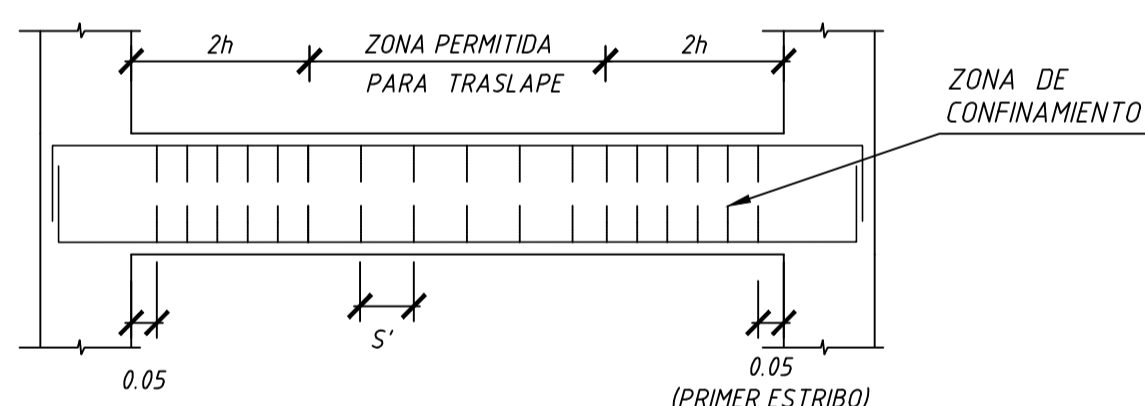
DETALLE DE φ EN 2 CAPAS (SALVO INDICADO)



DETALLE DE APOYO DE VIGA SOBRE VIGA SIN ESCALA



$S = \text{MIN} (d/4, 8db, 30\text{cm})$

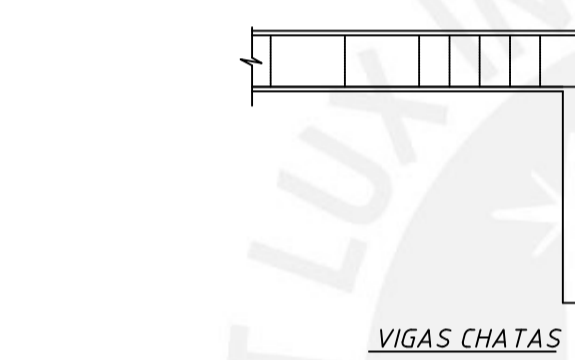


$S' = \text{MIN} (d/2, 16db, 30\text{cm})$

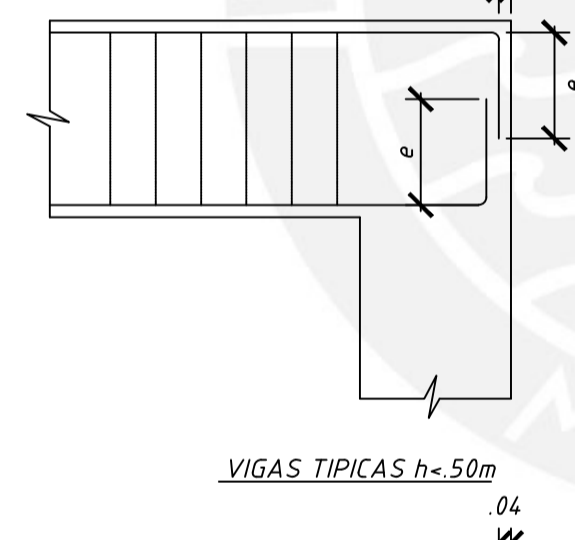
REQUISITOS MÍNIMOS PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS

NOTAS :

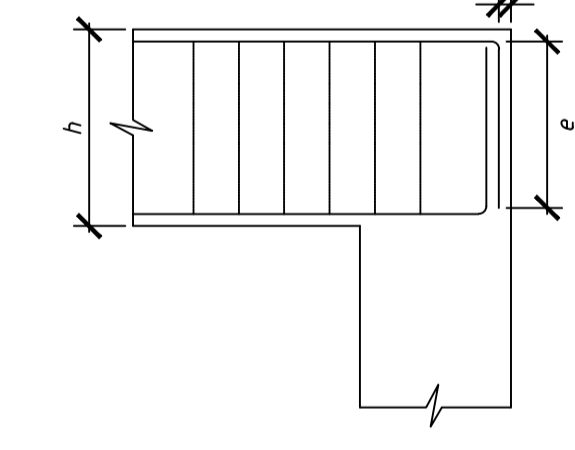
- a. SE USARA COMO MINIMO REFUERZO DE 3/8" PARA ESTRIBOS DONDE EL REFUERZO LONGITUDINAL SEA MENOR O IGUAL A 5/8", LOS DEMAS CASOS Y DONDE HAY PAQUETES DE REFUERZOS SE USARA ESTRIBOS 1/2".



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



h(cm)	e(cm)
50	40
60	50
75	65



DETALLES ANCLAJES DE VIGAS - GANCHO ESTÁNDAR