

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN
PUEBLO LIBRE**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

Ximena Milagros Minchola Gallegos

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Luis Fernando Paredes Huarca

ASESOR:

Juan Antonio Alejo Montalbetti Solari

Lima, Octubre, 2025

Informe de Similitud

Yo, Juan Antonio Alejo Montalbetti Solari, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 8 PISOS EN PUEBLO LIBRE, de los(as) autores(as)


Ximena Milagros Minchola Gallegos,

Luis Fernando Paredes Huarca,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 21%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 04/08/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 21 de octubre de 2025

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Montalbetti Solari, Juan Antonio Alejo</u>	
DNI: 07865155	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0002-0705-1033	

Dedicatoria

Agradezco a mis padres por su apoyo, por cada consejo que influyó en mi crecimiento personal y profesional, por cada ocasión en la cual demostraron que creen en mí y por haberme motivado a seguir adelante más veces de las que ellos imaginan. Agradezco a mis hermanos por su compañía y por ser también un soporte fundamental en mi vida. Así mismo, agradezco a mi compañera de tesis, quien considero que realizó un excelente aporte en este trabajo y con quien espero poder seguir manteniendo una gran amistad, así como continuar colaborando en el futuro.

Luis Fernando Paredes Huarca



Agradezco a mis padres y hermano por brindarme su respaldo constante durante mi etapa universitaria y en el crecimiento de mi carrera profesional.

A mi compañero de tesis, por su amistad y dedicación, así como por su valioso esfuerzo en la realización de este proyecto.

Ximena Milagros Minchola Gallegos

RESUMEN

La zona costera del Perú se caracteriza por una alta actividad sísmica, lo que hace indispensable aplicar la normativa peruana vigente con el fin de garantizar un diseño adecuado de cada elemento estructural y así cumplir el objetivo de proteger la integridad de las personas y prevenir el colapso de las construcciones durante un sismo.

En ese sentido, se emplea el procedimiento correspondiente para el análisis y diseño en concreto armado. Para ello, se realiza un análisis tridimensional de la edificación utilizando el software ETABS, asignando las cargas gravitacionales conforme a la Norma E.020. Además, se efectúa un análisis estático y dinámico espectral según los lineamientos establecidos en la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente. El diseño de los elementos estructurales se lleva a cabo conforme a lo establecido en la Norma E.060 de Concreto Armado.

Respecto a la edificación, se trata de un edificio multifamiliar de 8 pisos y 1 azotea, ubicado en el distrito de Pueblo Libre. El terreno sobre el cual se construye presenta una forma rectangular de 20.20 m de fondo y 11.30 m de ancho. El terreno tiene un área de 228.3 m², de los cuales 195.9 m² corresponden al área edificada. Además, la edificación se cimenta sobre un terreno con una capacidad portante de 4 kg/cm² a 1.5 m de profundidad.

Por último, se calculan las cantidades de concreto y acero a utilizar en la edificación, con el fin de calcular ratios y compararlos con valores típicos de referencia, permitiendo así evaluar si el diseño estructural es óptimo.

ÍNDICE

CAPÍTULO I – ASPECTOS GENERALES	1
1.1. Objetivos.....	1
1.2. Descripción de la edificación	1
1.3. Descripción de la arquitectura	1
1.4. Consideraciones para el diseño en concreto armado	2
1.4.1. Normativa empleada	2
1.4.2. Metodología de diseño	3
1.4.3. Descripción de cargas utilizadas	4
1.5. Materiales empleados.....	5
CAPÍTULO II. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	6
2.1. Criterios de estructuración.....	6
2.2. Predimensionamiento	7
2.2.1. Losas aligeradas	7
2.2.2. Losas macizas.....	9
2.2.3. Vigas.....	10
2.2.4. Columnas	10
2.2.5. Placas	13
CAPÍTULO III. ANÁLISIS SÍSMICO	15
3.1. Generalidades.....	15
3.2. Consideraciones para el modelo estructural.....	15
3.3. Parámetros sísmicos.....	17
3.3.1. Factor de Zona (Z).....	17
3.3.2. Factor de Suelo (S)	17
3.3.3. Factor de Uso (U)	18
3.3.4. Factor de Amplificación Sísmica (C).....	18
3.3.5. Factor de Reducción (R).....	19
3.4. Irregularidades estructurales	19
3.4.1. Irregularidad en altura	19
3.4.2. Irregularidades en planta.....	21
3.5. Análisis estático	24

3.6.	Análisis dinámico	24
3.6.1.	Periodos y masas participativas.....	25
3.6.2.	Cortante dinámica	26
3.6.3.	Verificación del factor de reducción.....	27
3.6.4.	Derivas	27
3.7.	Junta sísmica.....	28
CAPÍTULO IV. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS		29
4.1.	Diseño de losas aligeradas.....	29
4.1.1.	Metrado de viguetas para análisis estructural	29
4.1.2.	Diseño por flexión	31
4.1.3.	Diseño por cortante	34
4.1.4.	Control de deflexiones.....	35
4.1.5.	Acero por retracción y temperatura.....	37
4.1.6.	Control de fisuraciones	37
4.1.7.	Ejemplo de diseño.....	38
4.2.	Diseño de losas macizas	44
4.2.1.	Modelo y metrado para análisis estructural.....	45
4.2.2.	Ejemplo de diseño.....	46
CAPÍTULO V. DISEÑO DE VIGAS		49
5.1.	Metrado de vigas.....	50
5.1.1.	Metrado de viga peraltada	50
5.1.2.	Metrado de viga chata	51
5.2.	Diseño por flexión.....	52
5.3.	Diseño por cortante.....	52
5.4.	Control de deflexiones.....	54
5.5.	Control de fisuración	54
5.6.	Ejemplo de diseño	54
5.6.1.	Diseño de viga peraltada	54
5.6.2.	Diseño de viga chata	61
CAPÍTULO VI. DISEÑO DE COLUMNAS		63
6.1.	Metrado de cargas.....	63
6.2.	Diseño por flexocompresión.....	65
6.3.	Diseño por corte	67

6.4.	Ejemplo de diseño	69
CAPÍTULO VII. DISEÑO DE PLACAS		74
7.1.	Metrado de cargas.....	74
7.2.	Refuerzo mínimo horizontal y vertical	76
7.3.	Núcleos de confinamiento.....	77
7.4.	Diseño por flexocompresión.....	78
7.5.	Diseño por cortante.....	78
7.6.	Ejemplo de diseño	80
CAPÍTULO VIII. DISEÑO DE CIMENTACIONES		87
8.1.	Predimensionamiento	87
8.2.	Verificación de esfuerzos.....	88
8.3.	Verificación por punzonamiento	89
8.4.	Verificación por corte:	90
8.5.	Diseño por flexión:.....	91
8.6.	Ejemplo de diseño – Zapata Aislada Z-03	91
8.7.	Ejemplo de diseño – Zapata Combinada Z-04	96
8.8.	Viga de Cimentación	104
CAPÍTULO IX. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS		107
9.1.	Diseño de escalera.....	107
9.2.	Diseño de cisterna	110
9.3.	Diseño de tabiquería	112
CAPÍTULO X. METRADO DE MATERIALES.....		118
CAPÍTULO XI. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES		120
BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS.....		122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.	Planta 1° piso de arquitectura	2
Figura 2. 1.	Nomenclatura de losas aligeradas (techo típico).....	8
Figura 2. 2.	Nomenclatura de losas macizas (techo típico).....	9
Figura 2. 3.	Nomenclatura de columnas	11
Figura 2. 4.	Área tributaria de columna C-01	12
Figura 2. 5.	Vista en planta de la estructuración típica final.....	14

Figura 3. 1. Modelado tridimensional con el software ETABS	16
Figura 3. 2. Zonas sísmicas del Perú.....	17
Figura 3. 3. Espectro de pseudo aceleraciones.....	25
Figura 4. 1. Ubicación de vigueta en el encofrado de techo típico.....	30
Figura 4. 2. Diagrama de cargas asignadas (ton/m y ton) a la vigueta.....	31
Figura 4. 3. Bloque de compresiones para momento positivo en vigueta.....	32
Figura 4. 4. Bloque de compresiones para momento negativo en vigueta.....	32
Figura 4. 5. Recomendaciones para el corte de acero en zonas de momento positivo y negativo.....	34
Figura 4. 6. Diagrama de momento último de la vigueta en estudio (ton-m)	38
Figura 4. 7. Puntos teóricos de corte de fierro	39
Figura 4. 8. DFC de la vigueta en estudio.....	40
Figura 4. 9. Distribución de refuerzo de la vigueta en estudio	44
Figura 4. 10. Ubicación de losa maciza en el encofrado de techo típico	45
Figura 4. 11. Asignación de cargas de tabiquería sobre losa maciza.....	46
Figura 4. 12. Momentos últimos en losa maciza.....	47
Figura 4. 13. Cortantes últimas en losa maciza.....	48
Figura 4. 14. Diseño final de losa maciza en estudio.....	49
Figura 5. 1. Área tributaria de VG-07.....	50
Figura 5. 2. Ubicación de viga chata.....	52
Figura 5. 3. DMF por carga muerta (ton-m)	55
Figura 5. 4. DMF por carga viva (ton-m)	55
Figura 5. 5. DMF por carga de sismo en X (ton-m).....	55
Figura 5. 6. DMF por carga de sismo en Y (ton-m).....	56
Figura 5. 7. DFC para carga muerta (ton)	57
Figura 5. 8. DFC para carga viva (ton)	57
Figura 5. 9. DFC para carga de sismo en X (ton)	58
Figura 5. 10. DFC para carga de sismo en Y (ton)	58
Figura 5. 11. Diseño de la viga VG-04 del 3er al 7mo piso.....	61
Figura 5. 12. Secciones transversales de la VG-04.....	61
Figura 5. 13. DMF viga chata	62
Figura 5. 14. DFC viga chata	62
Figura 5. 15. Diseño de viga chata corte 1-1	63
Figura 6. 1. Área tributaria de la columna C2.....	64
Figura 6. 2. Diagrama de interacción	66
Figura 6. 3. Diagrama de interacción M 3-3 para C-02 en el primer nivel	71
Figura 6. 4. Diagrama de interacción M 2-2 para C-02 en el primer nivel	71
Figura 6. 5. Diagrama de interacción nominal M 2-2 para hallar Mn.....	72
Figura 6. 6. Diagrama de interacción nominal M 3-3 para hallar Mn.....	73
Figura 6. 7. Diseño de la columna C-02	74
Figura 7. 1 Área tributaria de la placa PL-01.....	75
Figura 7. 2 “Section designer” para la PL-01 realizado en ETABS	83

Figura 7. 3 Diagrama de interacción M 3-3 para PL-01 en el primer nivel	84
Figura 7. 4 Diagrama de interacción M 2-2 para PL-01 en el primer nivel	84
Figura 7. 5. Diagrama de interacción nominal M 3-3 para hallar Mn.....	85
Figura 7. 6. Diagrama de interacción nominal M 2-2 para hallar Mn.....	86
Figura 7. 7. Diseño de PL-01	87
Figura 8. 1. Zona de análisis por punzonamiento en la zapata Z-03.....	94
Figura 8. 2. Volados en la zapata Z.03 y zona de análisis por corte	95
Figura 8. 3. Áreas en voladizo en la zapata Z-03.....	95
Figura 8. 4. Diseño final de la Z-03	96
Figura 8. 5. Zona de análisis por punzonamiento en la zapata Z-04.....	99
Figura 8. 6. Volados en la zapata Z.04 y zona de análisis por corte	101
Figura 8. 7. Áreas en voladizo en la zapata Z-04.....	102
Figura 8. 8. Diseño final de la zapata Z-04.....	103
Figura 8. 9. DMF en la viga VC-01	104
Figura 8. 10. DFC en la viga VC-01	105
Figura 8. 11. Diseño final de VC-01	107
Figura 9. 1. Diagrama de momento último de escalera.....	109
Figura 9. 2. Diagrama de fuerza cortante última de escalera	109
Figura 9. 3. Diseño final de escalera (tramo 1 – piso típico)	110
Figura 9. 4. Corte de cisterna ACI con armadura de refuerzo instalado	112
Figura 9. 5. Cargas actuantes en viga solera	115
Figura 9. 6. Diseño de viga solera.....	116
Figura 9. 7. Fuerzas actuantes en columneta	117
Figura 9. 8. Diseño de columneta	118

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Factores de reducción	3
Tabla 1.2. Pesos unitarios para la carga muerta	4
Tabla 1.3. Sobrecarga según ocupación para la carga viva.....	4
Tabla 2. 1. Peralte de losas aligeradas	7
Tabla 2. 2. Espesores de losa según longitud de luz libre.....	8
Tabla 2. 3. Peraltes de losas bidireccionales	10
Tabla 2. 4. Dimensiones elegidas para las secciones de columna.....	13
Tabla 3. 1. Masas sísmicas, centros de masa y centros de rigidez por piso	16
Tabla 3. 2. Evaluación de irregularidad de piso blando en X	20
Tabla 3. 3. Evaluación de irregularidad de piso blando en Y	20

Tabla 3. 4. Evaluación de irregularidad de masa o peso.....	20
Tabla 3. 5. Ratios de torsión en X.....	22
Tabla 3. 6. Ratios de torsión en Y.....	22
Tabla 3. 7. Periodos y cortante basal para cada dirección	24
Tabla 3. 8. Periodos y masas participativas	25
Tabla 3. 9. Valor de cortante dinámica en X y Y.....	26
Tabla 3. 10. Cortante de diseño.....	26
Tabla 3. 11. Verificación sistema de muros.....	27
Tabla 3. 12. Derivas inelásticas para cada dirección de análisis.....	27
Tabla 3. 13. Máximos desplazamientos inelásticos para cada dirección de análisis	28
Tabla 3. 14. Máximos desplazamientos inelásticos para cada dirección de análisis	29
Tabla 4. 1. Valores de peraltes mínimos según condición de apoyo.....	35
Tabla 4. 2. Valores de ξ según el tiempo	36
Tabla 4. 3. Deflexiones máximas admisibles.....	37
Tabla 4. 4. As máximo y mínimo para vigueta.....	38
Tabla 4. 5. Resistencia a flexión de malla inferior y superior.....	47
Tabla 5. 1. Metrado de cargas de gravedad distribuidas debido a la carga muerta sobre VG-04.....	50
Tabla 5. 2. Metrado de cargas de gravedad distribuidas debido a la carga muerta sobre VG-07	50
Tabla 5. 3. Metrado de cargas de gravedad de gravedad de viga chata	52
Tabla 5. 4. Envoltorio de cargas para el segundo tramo de la VG-04	56
Tabla 5. 5. Momentos últimos y aceros requeridos en cm^2 para cada tramo de la VG-04	56
Tabla 5. 6. Acero instalado para cada tramo de la VG-04.....	57
Tabla 5. 7. Cortante última a “d” de la cara de la VG-04	58
Tabla 5. 8. Espaciamientos de estribos requeridos en cada tramo	58
Tabla 5. 9. Cortantes de diseño por capacidad de la VG-04.....	59
Tabla 5. 10. Peraltes mínimos para no realizar el análisis de deflexiones	60
Tabla 6. 1. Metrado de carga muerta de la columna C2.....	64
Tabla 6. 2. Metrado de carga viva de la columna C2.....	64
Tabla 6. 3. Cargas obtenidas del software ETABS de la C2.....	65
Tabla 6. 4. Combinaciones de carga última por sismo en la dirección X.....	69
Tabla 6. 5. Combinaciones de carga última por sismo en la dirección Y	69
Tabla 6. 6. Combinaciones para la cortante última en la dirección X.....	70
Tabla 6. 7. Combinaciones para la cortante última en la dirección Y.....	70
Tabla 7. 1. Metrado de carga muerta de PL-01.....	75
Tabla 7. 2. Metrado de carga viva de PL-01	75
Tabla 7. 3. Cargas obtenidas del software ETABS.....	75
Tabla 7. 4. Combinaciones de carga última por sismo en la dirección X.....	80
Tabla 7. 5. Combinaciones de carga última por sismo en la dirección Y	80
Tabla 7. 6. Combinaciones para la cortante última en la dirección X.....	80
Tabla 7. 7. Combinaciones para la cortante última en la dirección Y.....	80

Tabla 8. 1. Cargas axiales y momentos aplicados sobre la zapata Z-03	92
Tabla 8. 2. Cargas axiales y momentos aplicados sobre la zapata combinada Z-04.....	97
Tabla 9. 1. Metrado de cargas de cisterna	111
Tabla 9. 2. Momento últimos y acero de refuerzo de losa superior	111
Tabla 9. 3. Momento últimos y acero de refuerzo de muro de la cisterna	111
Tabla 9. 4. Fuerza de diseño de tabiquería.....	113
Tabla 9. 5. Diseño por flexión de la viga solera	116
Tabla 9. 6. Diseño por flexión de la columneta	118
Tabla 10. 1. Metrado de materiales por elemento estructural	119
Tabla 10. 2. Comparación de ratios obtenidos.....	119



CAPÍTULO I – ASPECTOS GENERALES

1.1.Objetivos

Los objetivos de la tesis a desarrollar consisten en realizar la estructuración, análisis de cargas, diseño estructural y elaboración de planos correspondientes a un proyecto de vivienda multifamiliar en concreto armado, siguiendo aquellos lineamientos de la normativa actual en Perú.

1.2.Descripción de la edificación

El proyecto se localiza en el distrito de Pueblo Libre, Lima. La edificación contará con ocho pisos, una azotea, y no presentará sótanos ni estacionamientos internos. El área del terreno sobre el cual se construirá presenta una forma rectangular de 20.20 m de fondo y 11.30 m de ancho. El área total de terreno será de 228.3 m² y el área techada será de 195.9 m² por piso.

El proyecto cuenta con una cisterna enterrada, cuyo acceso será mediante una escotilla y escalera de gato. Además, cuenta con una escalera y un ascensor que conectan todos los niveles, desde el primer hasta el último piso. Asimismo, en la azotea se sitúa el cuarto de máquinas del ascensor.

Por otro lado, el sistema estructural sismorresistente será de muros de concreto. La cimentación será superficial y su capacidad portante se puede estimar con un valor de 4 kg/cm² para el suelo de Pueblo Libre (CISMID - UNI, 2018).

1.3.Descripción de la arquitectura

En cada nivel, el edificio dispondrá de dos departamentos. La altura de piso a piso será de 2.80 m. Además, se planea ubicar los estacionamientos de manera externa al edificio.

El primer piso del edificio contará con la recepción, mientras que los niveles superiores serán típicos y de distribución similar. Habrá dos tipos de departamentos, los cuales se diferenciarán por su cantidad de dormitorios, ya sea dos o tres.

Todos los departamentos incluirán, uno de cada ambiente mencionado a continuación: sala, comedor, cocina, lavandería. Además de un baño de visita y un baño en la habitación principal. En cada nivel, los departamentos estarán conectados por un pasadizo que da acceso al hall, al ascensor y a la escalera. Por último, la azotea contará con una zona de parrilla de uso común.

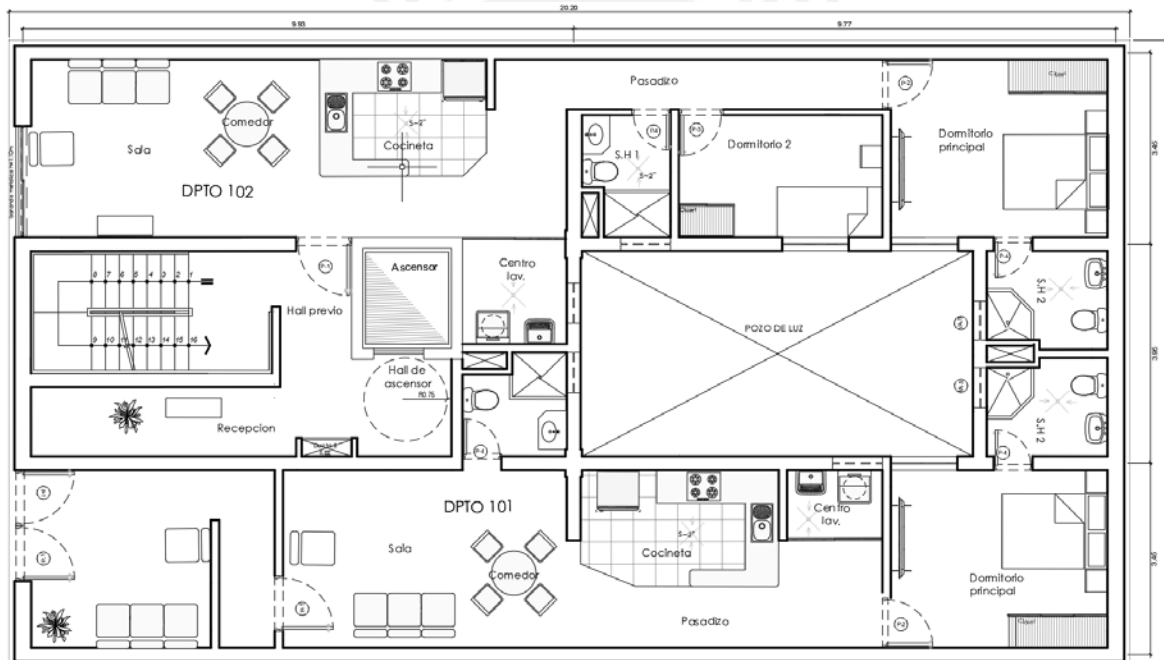


Figura 1.1. Planta 1° piso de arquitectura

1.4. Consideraciones para el diseño en concreto armado

1.4.1. Normativa empleada

Las normas que se seguirán en el desarrollo de la tesis son aquellas indicadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Estas son:

- E.020. Cargas
- E.030. Diseño sismorresistente
- E.060. Concreto armado
- E.070. Albañilería

1.4.2. Metodología de diseño

Para la presente tesis, se emplea el diseño por resistencia indicado en la Norma E.060. Esta señala que se deben aplicar factores de reducción (Φ) a la resistencia suministrada de los elementos estructurales (R_n), la cual debe ser superior a la resistencia requerida (R_u) que proviene de combinaciones de cargas amplificadas. (E.060, 2009).

$$\phi R_n \geq R_u$$

El factor de reducción Φ considera la volubilidad de la resistencia, importancia del elemento estructural y el tipo de falla del elemento, estos se presentan a continuación:

Tabla 1.1. Factores de reducción

Solicitud	Factor
Flexión pura	0.9
Tracción con o sin flexión	0.9
Compresión con o sin flexión (refuerzo en espiral)	0.75
Compresión con o sin flexión (otros elementos)	0.7
Cortante	0.85

Por otro lado, el valor de la resistencia requerida es obtenida al magnificar las cargas de servicio (carga muerta y viva), así como la carga sísmica, de modo que se obtenga una baja probabilidad

de que sean excedidas en el tiempo de vida funcional de la edificación. Las combinaciones indicadas en la norma E.060 son las siguientes:

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

1.4.3. Descripción de cargas utilizadas

El diseño de los elementos estructurales se realiza con base en sus esfuerzos actuantes, originados por cargas gravitacionales y sísmicas. Para realizar el análisis gravitacional se debe realizar el metrado de la carga muerta (CM) y viva (CV). Según se expresa en la norma E.020 (2006), “la carga muerta se define como el peso propio de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos” que soporte la estructura de manera permanente en el tiempo; mientras que, la carga viva se define como el peso de los habitantes y elementos que sean movibles o con presencia variable. En base a ello, se muestran las siguientes tablas:

Tabla 1.2. Pesos unitarios para la carga muerta

Material	Peso unitario
Concreto	2400 kg/m ³
Losa aligerada (e=20 cm)	300 kg/m ²
Piso terminado (e=5 cm)	100 kg/m ²
Albañilería con unidades sólidas	1800 kg/m ³
Albañilería con unidades huecas	1350 kg/m ³

Tabla 1.3. Sobrecarga según ocupación para la carga viva

Ocupación o uso	Sobrecarga
Viviendas	200 kg/m ²
Corredores y escaleras	200 kg/m ²
Azotea	100 kg/m ²

Nota: Adaptado de la Norma E.060, 2009

1.5. Materiales empleados

Concreto

En la edificación, se utilizará un concreto con las características siguientes:

- Resistencia a compresión ($f'c$): 210 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad (E_c) = $1500\sqrt{f'c} = 217\,371 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson (ν) = 0.15
- Máxima deformación unitaria (ϵ_c) = 0.003

Acero corrugado

En la edificación, se empleará un acero corrugado Grado 60 de la norma ASTM A615. Esta presenta las características siguientes:

- Esfuerzo de fluencia (F_y) = 4200 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad (E_s) = $2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación unitaria de fluencia (ϵ_y) = 0.0021

Albañilería

El plano de arquitectura del proyecto muestra que se emplearán tabiques para la construcción. Respecto a los muros de 25cm, se utilizará albañilería con unidades sólidas (ladrillo king kong), cuya carga unitaria por volumen es 1800 kg/m^3 ; mientras que para la tabiquería de menor espesor se utilizará albañilería con unidades huecas, con una carga unitaria por volumen de 1350 kg/m^3 (Ingesite, s/f).

CAPÍTULO II. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Criterios de estructuración

Se emplearon los siguientes criterios mencionados en el libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado (1994):

- Simplicidad y simetría

Una estructura convencional facilita la idealización del modelo y su comportamiento. Además, la simetría, tanto geométrica como en la distribución de elementos rígidos, ayuda a reducir los efectos torsionales ante sismos.

- Rigidez lateral

La estructura debe ser suficientemente rígida en ambas direcciones para resistir sismos y evitar grandes deformaciones. Para ello, según el tipo de edificación, se sugiere emplear placas o muros de corte, que aportan rigidez debido a su alta inercia.

- Hiperestaticidad y monolitismo

La hiperestaticidad permite dotar de mayor estabilidad y seguridad a la estructura. Además, le otorga sobrerresistencia adicional debido a la serie de rótulas plásticas que se generan previas al colapso.

- Resistencia y ductilidad

La estructura debe contar con la resistencia necesaria en ambas direcciones para resistir las cargas sísmicas y de gravedad. Además, debe ser dúctil permitiendo cierto grado de deformaciones antes del colapso para evitar fallas súbitas.

- Uniformidad y continuidad de la estructura

Es ideal que se mantenga continuidad y uniformidad en la planta y elevación, con el fin de prevenir cambios bruscos de la rigidez y concentraciones de esfuerzo.

- Diafragma rígido

Para idealizar la estructura, se busca evitar discontinuidades en las losas, permitiendo asumir una deformación lateral uniforme por nivel y una distribución adecuada de las fuerzas horizontales según la rigidez de los elementos verticales.

- Elementos no estructurales

Considerar la tabiquería en conjunto a los elementos estructurales puede contribuir en el amortiguamiento de las deformaciones y disipación de la energía sísmica. Sin embargo, su colocación en planta también puede distorsionar la distribución estimada de esfuerzos, por lo que se suele considerar su aislamiento.

2.2. Predimensionamiento

Para el predimensionamiento, se toma como referencia las indicaciones del Ing. Blanco en su libro Estructuración y Diseño De Edificaciones de Concreto Armado, junto con lo señalado en la norma E.060 Concreto Armado.

2.2.1. Losas aligeradas

De acuerdo con las longitudes de luz libre de las viguetas que hacen parte del aligerado unidireccional, se eligen espesores preliminares de losa. Según lo señalado por el Ing. Blanco (1994), dichos espesores son lo que siguen:

Tabla 2. 1. Peralte de losas aligeradas

Peralte (h)	Luz libre (Ln)
17 cm	$Ln < 4m$
20 cm	$4m < Ln < 5.5m$
25 cm	$5m < Ln < 6.5m$
30 cm	$6m < Ln < 7.5m$

Nota. Adaptado de Estructuración y Diseño De Edificaciones de Concreto Armado, por A. Blanco, 1994

La tabla anterior será válida para sobrecargas menores a 300 kg/m^2 , valor a partir del cual puede considerarse aumentar el peralte del aligerado (Blanco, 1994). Según la nomenclatura de las losas aligeradas, la cual se muestra en la Figura 2.1, se indica en la Tabla 2.2, el peralte correspondiente a estas y el peralte final elegido para las mismas.

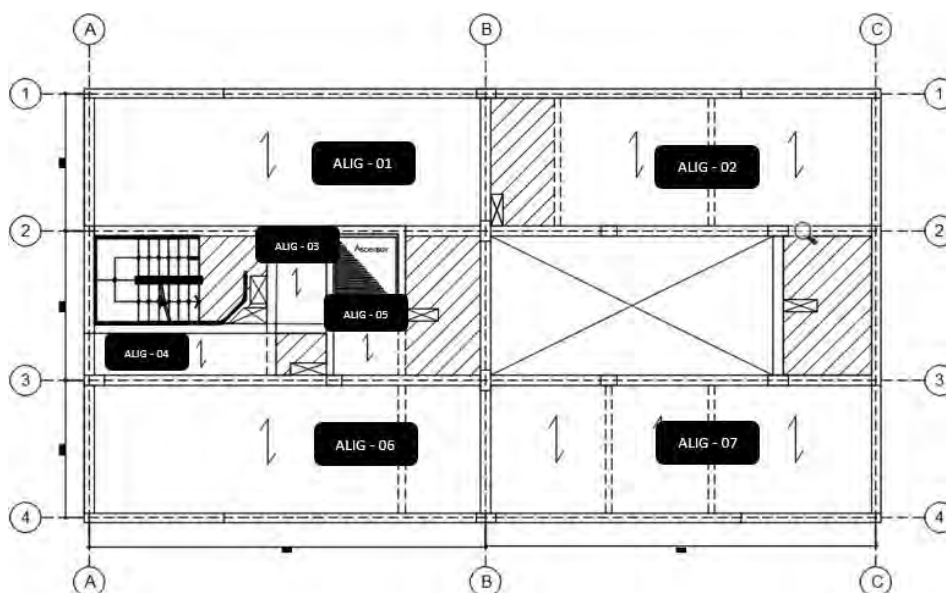


Figura 2. 1. Nomenclatura de losas aligeradas (techo típico)

Tabla 2. 2. Espesores de losa según longitud de luz libre

TECHO PISO TÍPICO			
Descripción	Luz (m)	h (m)	h elegido (m)
ALIG-01	3.20	0.17	0.20
ALIG-02	3.20	0.17	0.20
ALIG-03	2.20	0.17	0.20
ALIG-04	1.05	0.17	0.20
ALIG-05	1.55	0.17	0.20
ALIG-06	3.20	0.17	0.20
ALIG-07	3.20	0.17	0.20

Según lo mostrado, a las losas les corresponde un peralte de 0.17m. Sin embargo, al tratarse de una edificación de 8 pisos, se elige un peralte de 0.20m con el fin de proporcionar más resistencia a la losa, dado que así será más factible que soporte las cargas que se le apliquen.

2.2.2. Losas macizas

Se considera como L_n la luz libre y P el perímetro para definir el peralte según el mayor valor de las fórmulas siguientes:

$$h_1 = L_n / 40, h_2 = P / 180$$

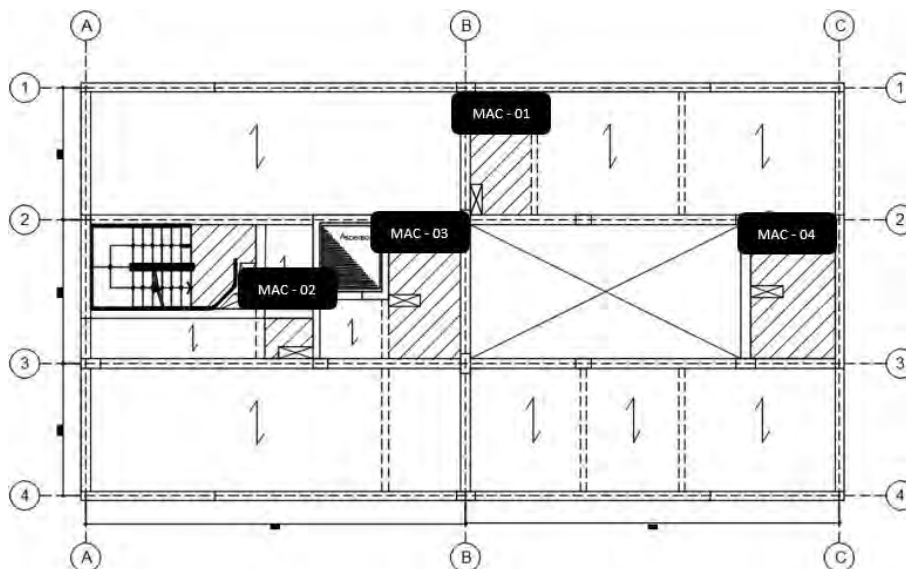


Figura 2. 2. Nomenclatura de losas macizas (techo típico)

La losa MAC-01, mostrada en la figura 2.2, tiene dimensiones de 1.60m y 3.20m. Entonces, empleando las expresiones mencionadas, se calculan los siguientes valores de peraltes.

$$h_1 = 3.20 / 40 = 0.08 \text{ m}$$

$$h_2 = 2*(3.20+1.60) / 180 = 0.05 \text{ m}$$

Para las demás, las longitudes de peralte resultantes están indicadas a continuación:

Tabla 2. 3. Peraltes de losas bidireccionales

Descripción	LOSAS BIDIRECCIONALES				
	Lado mayor	Lado menor	h1 (m)	h2 (m)	h elegido (m)
MAC-01	3.20	1.60	0.08	0.05	0.20
MAC-02	1.24	1.05	0.03	0.03	0.20
MAC-03	3.50	1.88	0.09	0.06	0.20
MAC-04	3.50	2.20	0.09	0.06	1.20

Se observa que, conforme al criterio señalado, las losas no requieren más de 10 cm de espesor. No obstante, se elige un peralte de 0.20 m para todas las losas, de manera que se uniformicen sus peraltes con aquellos pertenecientes a los aligerados.

2.2.3. Vigas

Según Blanco (1994), las vigas tendrán un peralte que cumpla con la siguiente relación en función de su luz libre:

$$L_n / 12 \leq h \leq L_n / 10$$

Además, según la norma E.060 (2009), se considerará un ancho de por lo menos 25 cm para las vigas con mayor sollicitación sísmica. Se considera como ejemplo el valor de luz libre máxima de las vigas, es decir $L_n = 6.20$ m, por lo que su peralte se estima de la siguiente manera:

$$\frac{5.80}{12} = 0.48m \leq h \leq \frac{5.80}{10} = 0.58 m$$

Se considera un peralte inicial de 55 cm y un ancho de 25 cm para las vigas, unificando estas dimensiones en todas ellas para facilitar el proceso constructivo.

2.2.4. Columnas

Las columnas están sujetas a flexocompresión, por lo que se debe considerar el efecto predominante para su predimensionamiento. Según Blanco (1994), también se debe tomar en

cuenta el número de pisos, luces libres y presencia de muros de corte. Así, el área de las columnas para el presente proyecto se puede estimar como:

$$A = P \text{ servicio} / (0.45 f'c)$$

Para el predimensionamiento, la carga se determina en función del área tributaria de la columna y se calcula de la siguiente forma:

$$P \text{ servicio} = (\text{Área tributaria}) * (\text{Peso tributario por unidad de área}) * (\text{N}^\circ \text{ pisos})$$

En la cual, para edificaciones de uso de vivienda, se puede asumir un peso tributario de 1000 kg/m². Se ejemplificará ello mediante el predimensionamiento de la columna C-01, que pertenece a los ejes 1 y B. Previo a ello, con el fin de notar a cuál de las columnas se está haciendo referencia, se muestra en la figura 2.4 cómo fueron designadas:

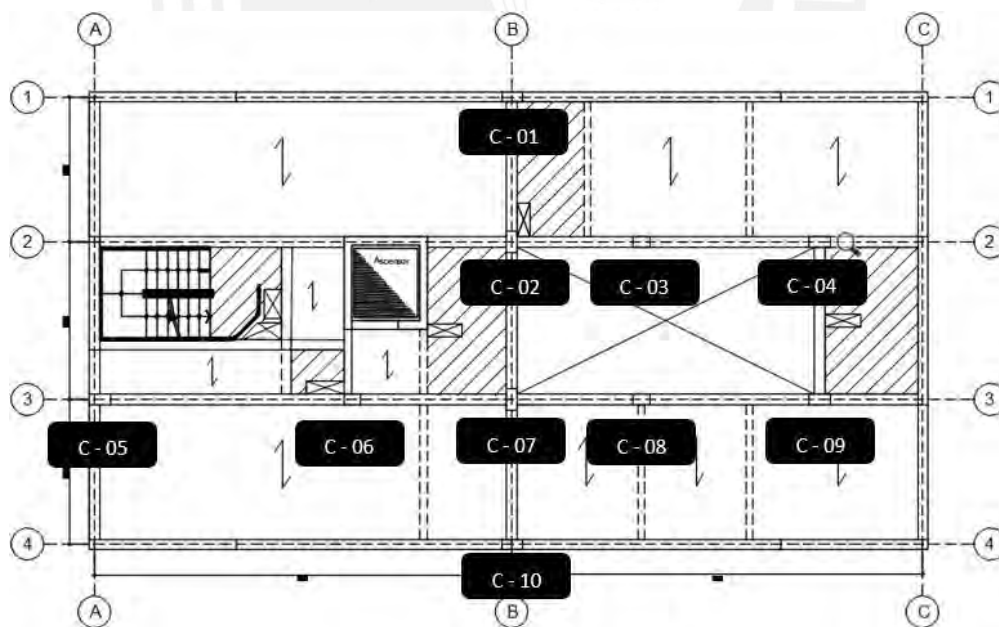


Figura 2. 3. Nomenclatura de columnas

El primer factor por indicar es el área tributaria. Para hallarla se toma en cuenta que, entre dos columnas conectadas por una viga, la carga soportada por dicha viga se transmite de manera equitativa a ambas columnas.

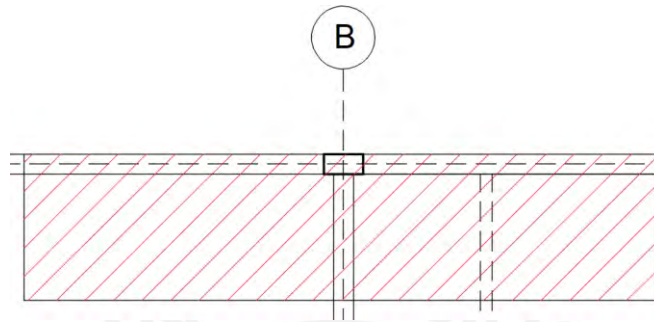


Figura 2. 4. Área tributaria de columna C-01

De la figura 2.4 se obtiene el valor numérico del área tributaria. Así mismo, se indica el cálculo de la carga de servicio para la columna C-01:

$$\text{Área tributaria} = 12.44 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso tributario por unidad de área} = 1000 \text{ kg/m}^2 \quad \text{N}^\circ \text{ pisos} = 8$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$P \text{ servicio} = (12.44 \text{ m}^2) * (1000 \text{ kg/m}^2) * (8) = 99\,520 \text{ kg}$$

$$Ac = (99520 \text{ kg}) / (0.45 * (210 \text{ kg/cm}^2)) = 1053.12 \text{ cm}^2$$

De este modo, la sección transversal mínima requerida para la columna C-01 es de 1053.12 cm².

Un área mayor reduciría los esfuerzos sobre la columna, lo cual es conveniente. Con lo mencionado, se seleccionan las dimensiones de ancho (B) y largo (L) de la columna.

$$B = 25 \text{ cm}, L = 50 \text{ cm}$$

$$Ac \text{ real} = B * L = 1250 \text{ cm}^2$$

Con el mismo criterio se calculan las áreas requeridas por las demás columnas y se eligen dimensiones finales para las mismas.

Tabla 2. 4. Dimensiones elegidas para las secciones de columna

Descripción	At (m2)	P servicio (kg)	Centrada	Ac (cm2)	Dimensiones escogidas		Ac real (m2)
					B (menor)	L (mayor)	B*L
C-01	12.44	99520	NO	1053.12	25	50	1250
C-02	6.82	54560	SÍ	577.35	25	50	1250
C-03	6.80	54400	SÍ	575.66	25	40	1000
C-04	8.58	68640	SÍ	726.35	25	50	1250
C-05	7.78	62240	NO	658.62	25	50	1250
C-06	12.12	96960	SÍ	1026.03	25	50	1250
C-07	8.99	71920	SÍ	761.06	25	50	1250
C-08	6.79	54320	SÍ	574.81	25	40	1000
C-09	8.57	68560	SÍ	725.50	25	50	1250
C-10	12.46	99680	NO	1054.81	25	50	1250

2.2.5. Placas

Estos elementos aportan rigidez significativa ante eventos sísmicos; asimismo, permiten reducir las deformaciones laterales en comparación a si solo se emplearán pórticos como sistema estructural (Blanco, 1994). Respecto al ancho de estas, según la Norma E.060 (2019), en el inciso 21.9.3.2., se indica que este ancho debe superar $1/25$ de la altura entre apoyos laterales, y al valor de 15 cm. En ese sentido, se tiene un espesor de:

$$\frac{h \text{ entre apoyos}}{25} = \frac{2.80}{25} = 0.112 \text{ m}$$

Acorde a lo mencionado, se tiene un espesor de 15 cm como mínimo. Sin embargo, para una edificación de pisos considerables, como el caso del presente proyecto que consta de 8 pisos, se consideran espesores típicos de 20, 25 ó 30 cms (Blanco, 1994). Por ello, se optó por espesores de 20 y 25 cm según la distribución de la arquitectura del proyecto.

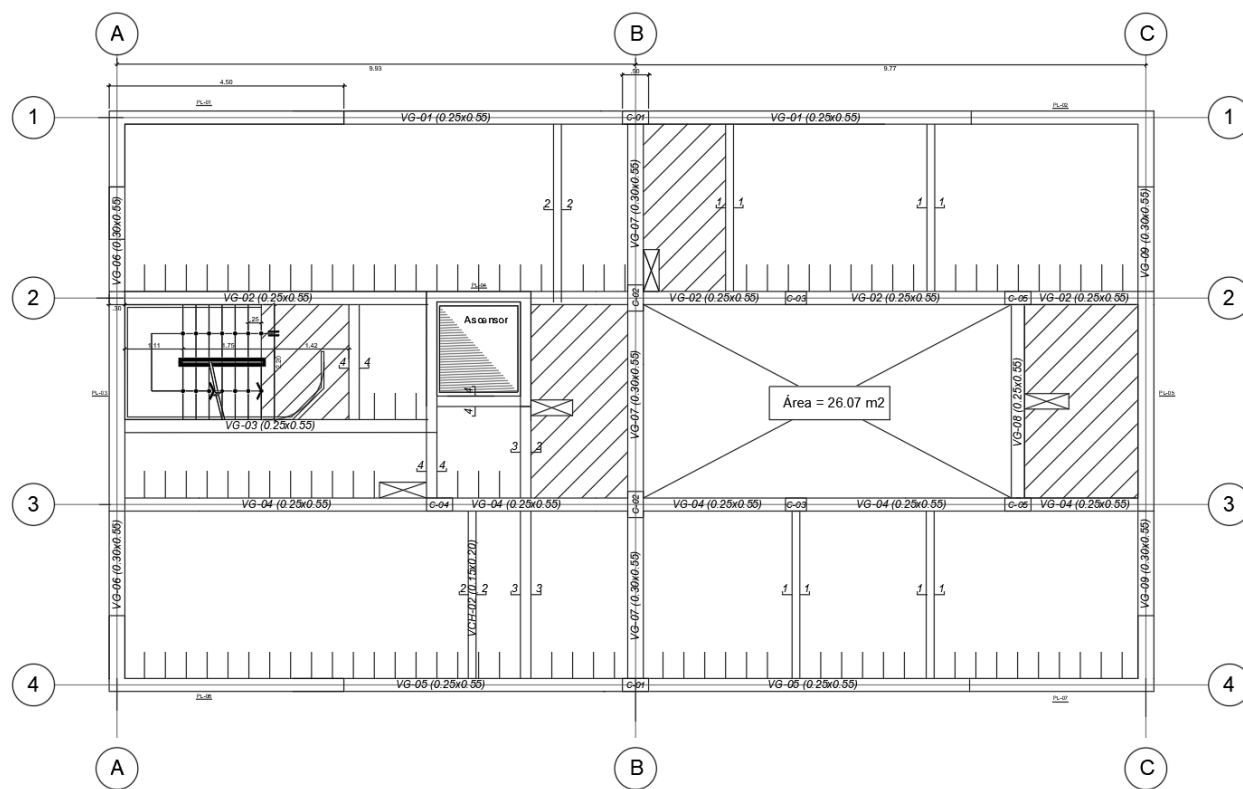


Figura 2. 5. Vista en planta de la estructuración típica final

CAPÍTULO III. ANÁLISIS SÍSMICO

3.1.Generalidades

El territorio peruano cuenta con zonas altamente sísmicas, por lo que es necesario analizar el desempeño de las estructuras ante un evento sísmico. Ello permite realizar un diseño que evite el colapso de los elementos estructurales ante las fuerzas de dicho evento, así como minimizar los daños y salvaguardar la integridad de las personas.

Para estimar el comportamiento de la estructura, esta se modeló en el software ETABS v20.0.0, en el cual se realizó un análisis estático y dinámico modal espectral, siguiendo la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente. En base a los resultados, es posible rigidizar la estructuración inicial y así cumplir con los límites máximos de derivas y evitar problemas de torsión.

3.2.Consideraciones para el modelo estructural

El modelo considera una altura típica de 2.8 m, excepto el primero nivel con 3.7 m debido a que se asume una profundidad de 0.9 m hasta la cara superior de la zapata. Se consideran empotramientos en la base, ya que se asume un suelo rígido, y se asignaron las cargas de gravedad de cada elemento estructural según el metrado correspondiente.

Por otro lado, se liberaron los momentos en los extremos de las vigas que no permiten desarrollar la longitud de anclaje necesaria para su refuerzo. Asimismo, se asignaron brazos rígidos en cada unión de columna-viga, según su configuración en el plano.

Se definió un diafragma rígido por nivel y se consideraron tres grados de libertad (dos traslacionales y uno rotacional), resultando en 24 modos. Además, según la Norma E.030 (2018), para una edificación de viviendas, se considera el 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva

como peso sísmico. En ese sentido, se definió dicha configuración del peso en el programa y se consideró la opción de proceso constructivo.

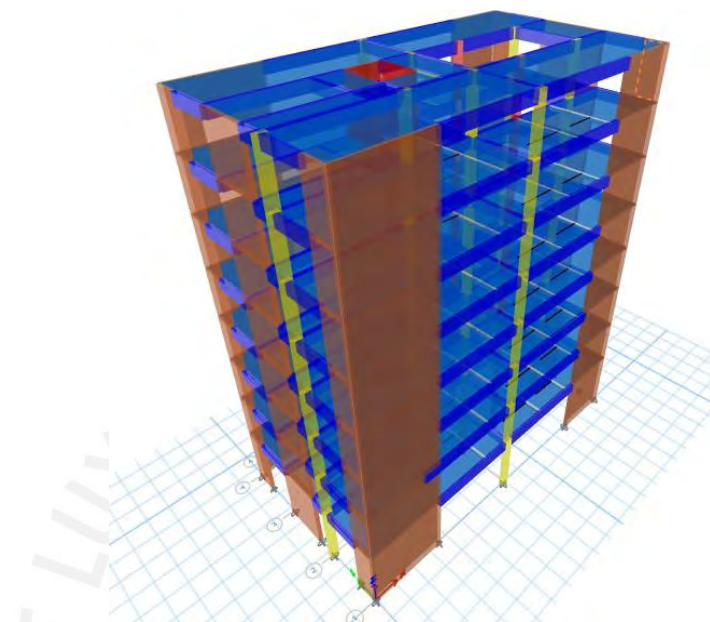


Figura 3. 1. Modelado tridimensional con el software ETABS

Se muestran los valores de las masas sísmicas, centros de masa y centros de rigidez de cada nivel obtenidos mediante el programa.

Tabla 3. 1. Masas sísmicas, centros de masa y centros de rigidez por piso

Piso	Masa (tonf-s ² /m)	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
T8	19.77	8.4718	5.6483	9.3892	5.7334
T7	28.29	9.9475	5.4358	9.3737	5.7333
T6	28.29	9.9475	5.4358	9.3568	5.7344
T5	28.29	9.9475	5.4358	9.3373	5.7349
T4	28.29	9.9475	5.4358	9.3138	5.7329
T3	28.29	9.9475	5.4358	9.2862	5.7261
T2	28.29	9.9475	5.4358	9.2558	5.7103
T1	29.43	9.9261	5.441	9.2497	5.6765

3.3. Parámetros sísmicos

3.3.1. Factor de Zona (Z)

De acuerdo con el inciso 10.2 de la Norma E.030 (2018), el factor “Z” se interpreta como la máxima aceleración horizontal en suelo rígido con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

La norma contempla las siguientes cuatro zonas:



Figura 3. 2. Zonas sísmicas del Perú

Nota. Tomado de *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*, por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018.

El proyecto se localiza en el departamento de Lima, por lo que pertenece a la zona 4 con un factor de **Z = 0.45**.

3.3.2. Factor de Suelo (S)

Según el artículo 13 de la Norma E.030 (2018), este factor depende de la ubicación y del perfil del suelo, el cual se clasifica en función de la velocidad media de propagación de las ondas de corte.

Debido a que la estructura se ubica en Lima, y esta se caracteriza por tener un suelo gravoso, se asume un suelo rígido, es decir perfil tipo S1. De ese modo, se tiene un factor de **S=1**.

Por otro lado, la norma también brinda valores para los periodos “Tp” y “Tl”. El primer periodo define la plataforma del factor “C”, mientras que el segundo marca el inicio del tramo en el que dicho factor presenta desplazamiento constante. En este caso, según el perfil del suelo, se tiene un valor de **Tp= 0.4** y **Tl=2.5**.

3.3.3. Factor de Uso (U)

La Norma E.030 (2018) indica en su 15° artículo que este factor se utiliza de acuerdo con el uso o importancia que vaya a tener el edificio. Estas se clasifican en esenciales, importantes, comunes y temporales. El proyecto con el que se está trabajando, ya que es un edificio de viviendas, es del tipo común, entonces presenta un factor **U=1**.

3.3.4. Factor de Amplificación Sísmica (C)

La Norma E.030 (2018) señala en su 14° artículo que el valor del factor depende del periodo fundamental “T” de la estructura, así como de Tp y Tl; además, brinda las siguientes fórmulas para su cálculo:

$T < T_P$	$C = 2.5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2.5 * (T_P / T)$
$T > T_L$	$C = 2.5 * (T_P * T_L / T^2)$

Los valores hallados permiten construir el espectro de amplificación de aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo.

3.3.5. Factor de Reducción (R)

Según el artículo 18 de la Norma E.030 (2018), el coeficiente básico de reducción “ R_0 ” obedece al tipo de sistema estructural empleado. Dicho valor será multiplicado por los factores de irregularidad estructural, de modo que se obtenga el valor de “R”. Este factor multiplica la máxima fuerza elástica de la estructura para obtener la resistencia de diseño y dotar de ductilidad a la estructura.

La estructuración del edificio cuenta con placas en X e Y, por lo que se asume un factor $R_0= 6$, dicho valor indica que se trata de un sistema de muros estructurales con cargo a verificación.

3.4. Irregularidades estructurales

En el caso que la estructura presente irregularidades, la Norma E.030 (2018) indica en su 20° artículo los valores y criterios a considerar tanto para las irregularidades en altura (Ia) como en planta (Ip). Cabe mencionar que se optará por el menor valor para cada caso, y de tenerse factores distintos en cada dirección, también se optará por trabajar con el menor para ambas direcciones (X e Y).

3.4.1. Irregularidad en altura

- Irregularidad de rigidez – Piso blando

La norma indica que, si la rigidez lateral de entrepiso es menor al 70% de la rigidez del entrepiso superior o menor al 80% de la rigidez promedio de los 3 entrepisos superiores, entonces existe irregularidad. Para comprobar ello, se divide la cortante sísmica de cada nivel entre su desplazamiento máximo relativo en el centro de masas, lo cual resulta en el valor de la rigidez lateral. Dichos resultados son mostrados en las tablas siguientes:

Tabla 3. 2. Evaluación de irregularidad de piso blando en X

Piso	Vx (ton)	Desp máx (m)	Desp rel (m)	Klat (ton/m)	70% Klat	80% Klat prom	¿<70% Klat?	¿<80% Klat prom?
T8	52.76	0.0694	0.0099	5350.91	-	-	-	-
T7	106.57	0.0595	0.0103	10397.07	3745.64	-	no	-
T6	146.58	0.0492	0.0104	14040.23	7277.95	-	no	-
T5	178.07	0.0388	0.0102	17406.65	9828.16	7943.52	no	no
T4	203.52	0.0286	0.0096	21133.96	12184.65	11158.39	no	no
T3	223.72	0.0189	0.0084	26601.66	14793.77	14021.56	no	no
T2	238.29	0.0105	0.0065	36699.52	18621.17	17371.27	no	no
T1	246.63	0.0040	0.0040	61092.40	25689.67	22516.04	no	no

Tabla 3. 3. Evaluación de irregularidad de piso blando en Y

Piso	Vy (ton)	Desp máx (m)	Desp rel (m)	Klat (ton/m)	70% Klat	80% klat prom	¿<70% Klat?	¿<80% Klat prom?
T8	56.21	0.0558	0.0060	9415.41	-	-	-	-
T7	119.11	0.0498	0.0063	19027.16	6590.79	-	no	-
T6	171.10	0.0436	0.0073	23567.49	13319.01	-	no	-
T5	213.96	0.0363	0.0081	26578.88	16497.25	13869.35	no	no
T4	248.28	0.0283	0.0084	29417.06	18605.22	18446.28	no	no
T3	274.07	0.0198	0.0082	33463.98	20591.94	21216.92	no	no
T2	291.12	0.0116	0.0070	41547.02	23424.79	23855.98	no	no
T1	299.61	0.0046	0.0046	64808.57	29082.92	27847.48	no	no

En ese sentido, se deduce que no se presenta la irregularidad. En consecuencia, tampoco se tiene irregularidad extrema de rigidez.

- Irregularidad de masa o peso

La irregularidad existe si el peso de un nivel supera a 1.5 veces el peso del nivel continuo.

Ello no aplica para azoteas ni sótanos.

Tabla 3. 4. Evaluación de irregularidad de masa o peso

Piso	Masa (tonf-s ² /m)	Peso (ton)	1.5*Peso (ton)	¿>1.5 peso piso adyacente?
T8	19.77	193.92	-	-
T7	28.29	277.48	416.22	no
T6	28.29	277.48	416.22	no
T5	28.29	277.48	416.22	no
T4	28.29	277.48	416.22	no
T3	28.29	277.48	416.22	no
T2	28.29	277.48	416.22	no
T1	29.43	288.71	433.07	no

- Irregularidad geométrica vertical

Dado que se cuenta con plantas típicas y sus dimensiones permanecen constantes en todos los niveles, el edificio carece de esta irregularidad.

- Discontinuidad en los sistemas resistentes

Ya que las secciones de los elementos verticales son continuas en toda la altura, el edificio no tiene esta irregularidad.

Luego de evaluar las irregularidades en altura, se puede mencionar que la estructura no se asocia con ninguna. Por ello, se tiene el factor **I_a=1**.

3.4.2. Irregularidades en planta

- Irregularidad torsional

Según la norma, se presenta irregularidad torsional si el desplazamiento relativo máximo de un extremo de un entrepiso excede en 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos opuestos. Esta verificación es aplicable si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del máximo permisible, siendo este 0.007 en el caso de estructuras de concreto armado. Los ratios fueron comprobados mediante las derivas en cada dirección.

Tabla 3. 5. Ratios de torsión en X

Piso	Caso	Dirección	Deriva máxima (m)	Deriva promedio (m)	Ratio	Deriva máx /h
T8	DERXX+	X	0.0101	0.0100	1.008	0.0036
T8	DERXX-	X	0.0102	0.0100	1.020	0.0036
T7	DERXX+	X	0.0104	0.0103	1.009	0.0037
T7	DERXX-	X	0.0105	0.0103	1.023	0.0038
T6	DERXX+	X	0.0106	0.0105	1.010	0.0038
T6	DERXX-	X	0.0107	0.0105	1.025	0.0038
T5	DERXX+	X	0.0104	0.0103	1.011	0.0037
T5	DERXX-	X	0.0106	0.0103	1.028	0.0038
T4	DERXX+	X	0.0098	0.0097	1.011	0.0035
T4	DERXX-	X	0.0100	0.0097	1.031	0.0036
T3	DERXX+	X	0.0085	0.0084	1.012	0.0030
T3	DERXX-	X	0.0087	0.0084	1.034	0.0031
T2	DERXX+	X	0.0066	0.0065	1.014	0.0024
T2	DERXX-	X	0.0067	0.0065	1.037	0.0024
T1	DERXX+	X	0.0041	0.0040	1.016	0.0015
T1	DERXX-	X	0.0042	0.0040	1.041	0.0015

Tabla 3. 6. Ratios de torsión en Y

Piso	Caso	Dirección	Deriva máxima (m)	Deriva promedio (m)	Ratio	Deriva máx /h
T8	DERYY+	Y	0.0060	0.0054	1.123	0.0021
T8	DERYY-	Y	0.0060	0.0054	1.114	0.0021
T7	DERYY+	Y	0.0072	0.0063	1.129	0.0026
T7	DERYY-	Y	0.0070	0.0064	1.105	0.0025
T6	DERYY+	Y	0.0083	0.0073	1.134	0.0030
T6	DERYY-	Y	0.0080	0.0073	1.097	0.0029
T5	DERYY+	Y	0.0092	0.0081	1.137	0.0033
T5	DERYY-	Y	0.0089	0.0081	1.091	0.0032
T4	DERYY+	Y	0.0097	0.0085	1.139	0.0035
T4	DERYY-	Y	0.0092	0.0085	1.086	0.0033
T3	DERYY+	Y	0.0094	0.0082	1.141	0.0034
T3	DERYY-	Y	0.0089	0.0082	1.082	0.0032
T2	DERYY+	Y	0.0081	0.0071	1.144	0.0029
T2	DERYY-	Y	0.0076	0.0070	1.078	0.0027
T1	DERYY+	Y	0.0054	0.0047	1.153	0.0019
T1	DERYY-	Y	0.0050	0.0046	1.079	0.0018

En ambas direcciones, se verificó si el desplazamiento relativo máximo era inferior al 50% del valor admisible, lo cual indicaría la ausencia de irregularidad torsional. En los niveles donde no se cumplía esta condición, se comprobó que el ratio no superara el valor de 1.3, lo que confirma que no existe la irregularidad.

- Esquinas entrantes

La norma señala que dicha irregularidad existe si se cuenta con esquinas entrantes con dimensiones superiores al 20% de la dimensión total en planta. El proyecto no posee plantas con esquinas entrantes, con lo cual la irregularidad no se presenta.

- Discontinuidad en el diafragma

La norma establece que dicha irregularidad se da si la abertura excede al 50% del área bruta del diafragma, o si el área neta resistente de la sección transversal es menor al 25% del total. Dado que la edificación presenta un pozo de luz en la parte posterior, es necesario verificar esta condición.

El área del pozo de luz es de 26.07 m², lo cual representa aproximadamente el 11% del área bruta de la planta. Asimismo, la sección transversal total en la dirección X es de 4 m² y en Y de 2.22 m², las cuales representan más del 25% de las áreas netas para cada dirección. De ese modo, no existe la irregularidad.

- Sistemas no paralelos

La totalidad de elementos estructurales son paralelos a las direcciones de análisis. No se presenta la irregularidad.

Luego de evaluar las irregularidades en planta, se puede mencionar que la estructura no se asocia con ninguna. Por ello, se tiene el factor **$I_p=1$** .

En ese sentido el factor de reducción R es igual a:

$$R = R_0 * I_a * I_p = 6$$

3.5. Análisis estático

La Norma E.030 (2018) establece que las demandas sísmicas pueden ser representadas como un sistema de fuerzas actuantes en el centro de masas de cada piso. De ese modo, con los parámetros sísmicos y el peso de la estructura, se puede estimar la cortante basal estática, la cual se comparará con la obtenida del análisis dinámico. Si resulta necesario, se empleará un factor de escalamiento para obtener la cortante de diseño.

La siguiente expresión permite hallar la cortante estática:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

La tabla 3.4 permite deducir el valor del peso sísmico, el cual resulta igual a 2147.5 ton. Por otro lado, para determinar el valor de C, es necesario conocer los periodos fundamentales de la estructura en las direcciones X e Y, los cuales se obtienen mediante el análisis modal traslacional del modelo.

Tabla 3. 7. Periodos y cortante basal para cada dirección

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
T (s)	0.495	0.419
C	2.02	2.39
V estática (ton)	325.4	384.4

Además, cabe mencionar que la Norma E.030 (2018) indica que la fórmula empleada aplica si se cumple $C/R \geq 0.11$. Con los valores de C obtenidos se tienen los valores de 0.337 y 0.398 para cada dirección, respectivamente. Entonces se cumple la condición.

3.6. Análisis dinámico

Se realizó el análisis dinámico modal espectral especificado en la Norma E.030. En ella se menciona que se le debe asignar al modelo computacional un espectro inelástico de pseudo

aceleraciones, el que pasa a definirse mediante los parámetros sísmicos y la variación del valor de C respecto al valor del periodo.

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

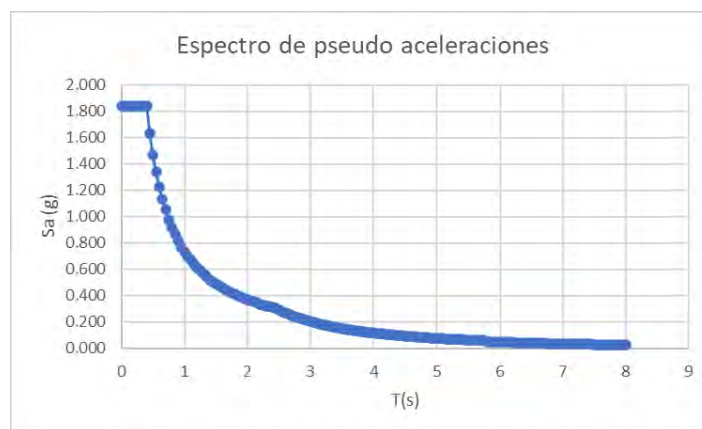


Figura 3. 3. Espectro de pseudo aceleraciones

3.6.1. Periodos y masas participativas

Para la estructura se consideran un total de 24 modos (3 modos por cada nivel). Al analizar el programa, se comprobó que los dos primeros modos sean traslacionales, mientras que el tercero sea rotacional. Cabe mencionar que la tabla 3.8 solo contiene los resultados de los primeros 6 modos, ya que hasta el sexto modo se cumple que la suma de masas efectivas es al menos el 90% de la masa total, lo cual es especificado en la Norma E.030.

Tabla 3. 8. Periodos y masas participativas

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	% de masa participativa acumulado en X	% de masa participativa acumulado en Y
1	0.497	0.7078	0.00130	0.00010	0.7078	0.0013
2	0.42	0.0012	0.76140	0.00010	0.709	0.7627
3	0.269	0.0001	0.00001	0.75950	0.7091	0.7627
4	0.116	0.0051	0.13740	0.00002	0.7142	0.9002
5	0.11	0.1868	0.00400	0.00003	0.901	0.9041
6	0.074	0.0001	0.00003	0.14780	0.9011	0.9042

Se observa que, debido al porcentaje de masa efectiva actuante, el primer modo es traslacional en X; el segundo, traslacional en Y, y el tercero, rotacional. Por otro lado, se observa el valor de **0.497** s como periodo fundamental; sin embargo, en la tabla 3.7 se presentan los valores de los periodos debido a un análisis traslacional en cada dirección.

3.6.2. Cortante dinámica

Con el espectro asignado se obtienen los valores de las cortantes dinámicas basales:

Tabla 3. 9. Valor de cortante dinámica en X y Y

	V (ton)
Dirección X-X	246.64
Dirección Y-Y	299.62

Sin embargo, la Norma E.030 (2018) indica que la fuerza cortante no puede ser inferior al 80% de la cortante estática en el caso de estructuras regulares, ni inferior al 90% en caso se trate de estructuras irregulares. En base a ese criterio y considerando que la estructura en estudio es regular, se obtiene un factor de escalamiento para el caso de sismo de diseño.

Tabla 3. 10. Cortante de diseño

	V estática (ton)	V dinámica (ton)	80% V estático	Factor de escalamiento	V diseño (ton)
Dirección X-X	325.4	246.64	260.3	1.055	260.3
Dirección Y-Y	384.4	299.62	307.5	1.026	307.5

De los resultados mostrados, se observa que se empleará como cortante de diseño la cortante dinámica escalada por el factor hallado en cada dirección, respectivamente.

3.6.3. Verificación del factor de reducción

Un sistema estructural se considera de muros si el porcentaje de la cortante basal respecto a la cortante tomada por las placas es mayor al 70%, según norma.

Tabla 3. 11. Verificación sistema de muros

	V placas (ton)	V base (ton)	V placas/V base (%)
SISXX+	240.18	246.64	97.38
SISXX-	239.53	245.99	97.37
SISYY+	295.78	298.10	99.22
SISYY-	297.35	299.62	99.24

Se observa que se tiene un porcentaje mayor al 70%, en consecuencia, se verifica el sistema de muros de la estructura. Así, el valor de R asumido es correcto.

3.6.4. Derivas

La norma indica en su 32° artículo que, para estructuras de concreto armado, la distorsión de entrepiso no debe ser mayor a 0.007. El programa empleado utiliza el método CQC para el cálculo de desplazamientos. Las derivas inelásticas fueron obtenidas definiendo en el programa casos de derivas, los cuales se multiplicaron por un factor de 0.75R, ya que así lo indica la norma para estructuras regulares.

Tabla 3. 12. Derivas inelásticas para cada dirección de análisis

Piso	Máx deriva inelástica X-X	Máx deriva inelástica Y-Y
T8	0.00364	0.00215
T7	0.00377	0.00256
T6	0.00383	0.00297
T5	0.00378	0.00330
T4	0.00356	0.00346
T3	0.00311	0.00336
T2	0.00241	0.00289
T1	0.00114	0.00145

Se observa que se obtienen valores menores al límite permisible. Asimismo, los valores de las derivas son ligeramente mayores en la dirección Y debido a que presenta una cantidad menor de placas y, por ende, es menos rígida.

3.7. Junta sísmica

La Norma E.030 (2018) señala que toda estructura debe tener cierta separación respecto de las construcciones colindantes y así prevenir la interacción entre ambas durante un sismo. En ese sentido, el valor de la junta sísmica debe cumplir las siguientes consideraciones:

- $s \geq \frac{2}{3} * \sum \text{desp máx de la estructura adyacente}$
- $s' = \frac{s}{2} = \frac{0.006}{2} * h \geq 0.03 \text{ m}$
- $s' = \frac{2}{3} * \text{desp máx inelástico del edificio}$

Donde:

s= separación entre edificios

s'= separación del límite de propiedad

h= altura total del edificio medida desde el terreno natural. (h=22.4 m)

La tabla a continuación indica los desplazamientos inelásticos máximos:

Tabla 3. 13. Máximos desplazamientos inelásticos para cada dirección de análisis

Piso	Caso	Desplazamiento máx (m)
T8	DERXX-	0.07139
T8	DERYY+	0.06296

Se asumirá que los edificios colindantes cuentan con una junta sísmica de acuerdo a sus desplazamientos máximos correspondientes, por lo que se calcula el valor de la separación entre la edificación en estudio y el límite de propiedad:

$$s = 0.006 * 22.4 = 0.134 \text{ m}$$

Tabla 3. 14. Máximos desplazamientos inelásticos para cada dirección de análisis

S/2	S'x=S'y	0.067 m
2/3 desp máx inelástico	S'x	0.048 m
	S'y	0.042 m

Se deduce que el valor mínimo de junta sísmica para el edificio es de 0.067 m, por ende, se considerará un valor final de **10 cm** de separación en cada dirección.

CAPÍTULO IV. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

4.1. Diseño de losas aligeradas

El uso de aligerados en las construcciones tiene como finalidad disminuir el peso de la estructura, ya que se emplea menos volumen de concreto. Los espacios que dejan de ser ocupados por este material son llenados con bloques de ladrillo o poliestireno. Además, al tener menos peso en la estructura, se reducen las fuerzas sísmicas actuantes, mientras que el ahorro de material permite reducir costos.

4.1.1. Metrado de viguetas para análisis estructural

La sección neta de concreto está conformada por secciones en T denominadas viguetas. Estas transfieren las cargas de forma unidireccional a los otros elementos estructurales; además, cuentan con un ala de ancho igual a 40 cm, el cual será considerado como el ancho tributario para obtener el valor de la carga distribuida actuante. Las cargas generadas por los tabiques dispuestos en dirección perpendicular al sistema de aligerado serán tratadas como cargas puntuales.

Para el metrado, se considera una vigueta en la zona indicada en la Figura 4.1, sobre la cual se apoya perpendicularmente un tabique.

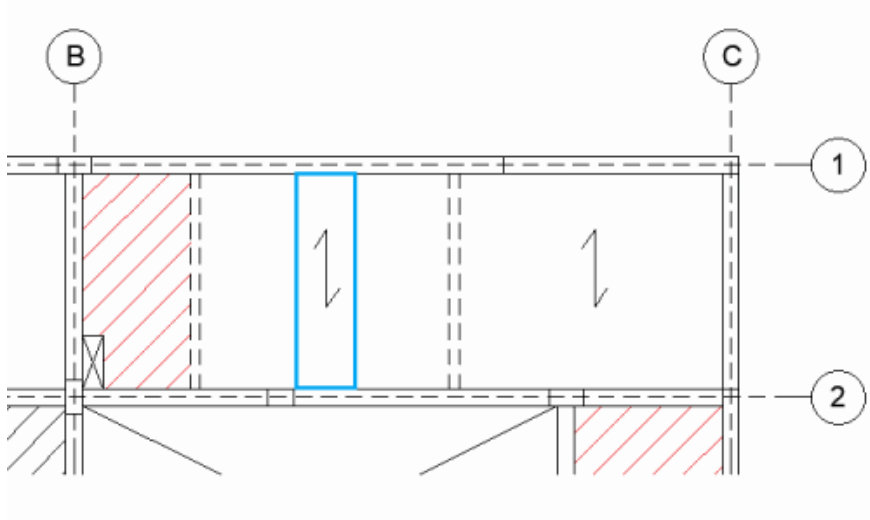


Figura 4. 1. Ubicación de vigueta en el encofrado de techo típico

Carga muerta distribuida

- Peso propio: $0.3 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.12 \text{ ton/m}$
- Piso terminado: $0.1 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.04 \text{ ton/m}$
- CM Total = **0.16 ton/m**

Carga muerta puntual

- Tabiquería $e=0.1 \text{ m}$, $h=2.6\text{m}$

$$1.35 \text{ ton/m}^3 \times 0.10 \text{ m} \times 2.6 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} = \mathbf{0.14 \text{ ton}}$$

Carga viva

- Sobrecarga: $0.2 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.08 \text{ ton/m}$
- CV total = **0.08 ton/m**

De ese modo, se obtiene la carga de servicio; además, dado que el elemento resiste principalmente cargas gravitacionales, se trabaja con la combinación $1.4 CM + 1.7 CV$.

- W servicio = 0.24 ton/m
- P servicio = 0.14 ton
- $W_u = 0.36$ ton/m
- $P_u = 0.196$ ton

Se presenta el diagrama de cargas considerando el elemento estructural como simplemente apoyado, debido a que el ancho de las vigas de apoyo no es suficiente para desarrollar una longitud de empotramiento adecuada.

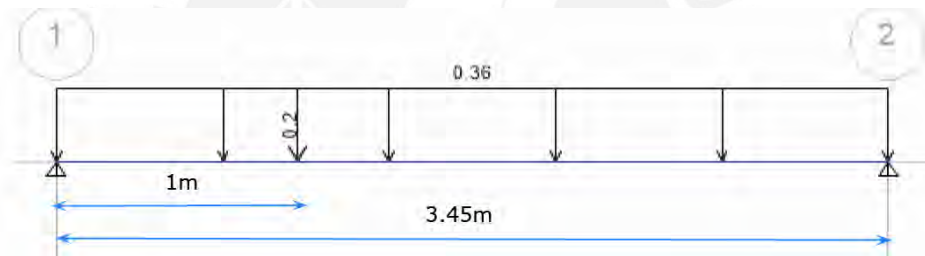


Figura 4. 2. Diagrama de cargas asignadas (ton/m y ton) a la vigueta

4.1.2. Diseño por flexión

Según la norma E.060 (2009), se puede asumir que los esfuerzos de compresión tomados por el concreto poseen una distribución rectangular. El valor del esfuerzo en dicha distribución es constante e igual a $0.85f'_c$ y cubre una distancia igual a $a = \beta c$, la cual se mide a partir del extremo comprimido de la sección transversal. Además, el valor de c corresponde a la distancia entre dicho extremo y el eje neutro de la sección, donde no se generan esfuerzos ni deformaciones.

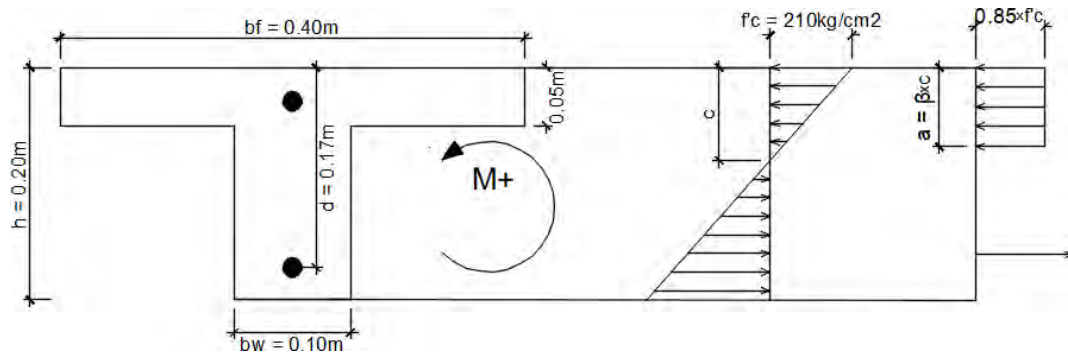


Figura 4. 3. Bloque de compresiones para momento positivo en viga

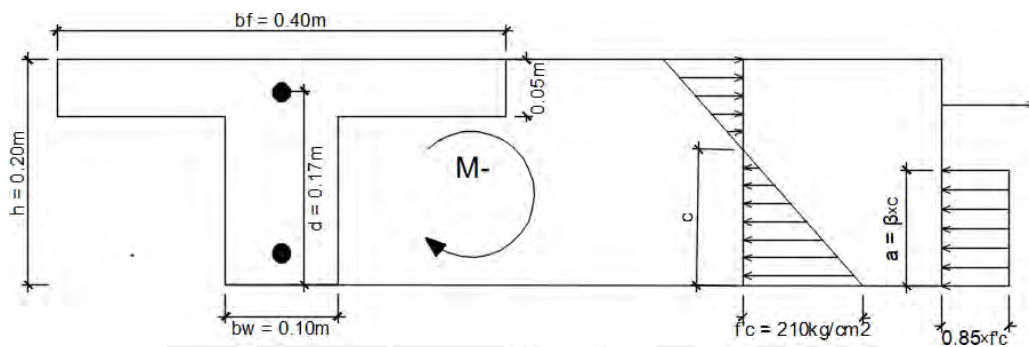


Figura 4. 4. Bloque de compresiones para momento negativo en viga

A partir de la figura 4.4, se expresa la capacidad nominal de la sección:

$$C_c = T$$

$$0.85 * f'c * b * a = A_s * f_y$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} \quad (4.1)$$

Entonces:

$$\phi M_n = \phi A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.2)$$

Alternativamente, el valor de "a" puede ser hallado según el valor del momento último:

$$a = d - \left(d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'c * b} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.3)$$

El diseño contempla una falla subreforzada, es decir, una en la cual el acero traccionado alcanza la fluencia antes que la zona en compresión llegue a su deformación máxima. En ese sentido, la norma brinda especificaciones para determinar las cantidades máximas y mínimas de acero que debe contener la sección.

- As mín positivo

$$As^+_{mín} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * bw * d}{fy} \quad (4.1)$$

- As mín negativo hallado a partir del valor de $\Phi M_n = 1.2 M_{cr-}$ (momento de agrietamiento)

$$M_{cr-} = \frac{fr * I_g}{y_t} \quad (4.2)$$

$$fr = \text{esfuerzo de agrietamiento} = 2 * \sqrt{f'c} \quad (4.3)$$

- As máx positivo

$$As^+_{máx} = 0.75 As_b = 0.75 * \frac{0.85 * f'c * a * bw}{fy} \quad (4.4)$$

- As máx negativo

$$As^-_{máx} = 0.75 As_b = 0.75 * \frac{0.85 * f'c * a * bf}{fy} \quad (4.5)$$

Donde,

a= altura del bloque de compresiones

d= peralte efectivo (17cm)

Mu= momento último obtenido debido a las cargas amplificadas

ϕ = factor de reducción (0.9)

b= ancho de la zona en compresión

y_t = distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección bruta a la cara en tracción

f'_c = resistencia a compresión del concreto (210 kg/cm²)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero (4200 kg/cm²)

Corte de fierro

La Norma E.060 (2009) menciona que los bastones colocados deben ser extendidos, desde del punto en el que su aporte a la resistencia a flexión es prescindible, una distancia igual al máximo valor entre el peralte efectivo “d” y doce veces el diámetro de la barra “12db”. Además, su longitud debe ser por lo menos su longitud de desarrollo “ld”.

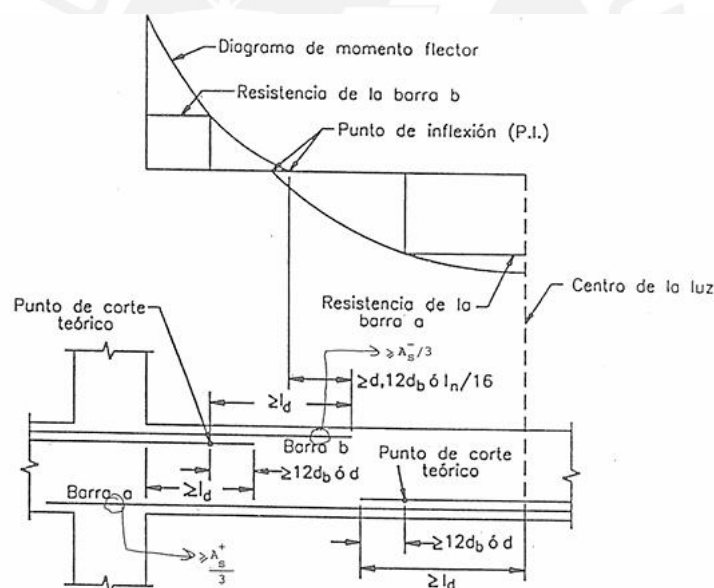


Figura 4. 5. Recomendaciones para el corte de acero en zonas de momento positivo y negativo

Nota. Tomado de Apuntes del curso Concreto Armado I, por G. Ottazzi

4.1.3. Diseño por cortante

Para losas aligeradas, la resistencia a cortante del concreto puede ser amplificado un 10%, por lo que se define mediante la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = 1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

4.1.4. Control de deflexiones

De acuerdo con la norma E.060 (2009), se deben verificar las deflexiones en los elementos que trabajan en una sola dirección, como es el caso de los aligerados y las vigas. Para ello, la norma brinda valores de peraltes mínimos, de acuerdo con la luz del elemento y su tipo de apoyo, que permiten no realizar dicha verificación. Como aclaración, estos valores solo se pueden emplear para un concreto con peso aproximadamente igual a 2300 kg/cm² y un acero con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm².

Tabla 4. 1. Valores de peraltes mínimos según condición de apoyo

Elemento	Condición de apoyo			
	Simplemente apoyado	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Nota. Adaptado de la Norma E.060, 2009

De no cumplirse lo establecido en la tabla 4.1, será necesario calcular el valor de las deflexiones. La norma E.060 (2009) menciona que estas son de dos tipos: inmediatas y diferidas.

Deflexiones inmediatas

Estas son causadas por las cargas actuantes en el elemento. Su valor se calcula con el módulo de elasticidad del concreto (E_c); además, conforme a la Norma E.060, se empleará las propiedades de la sección agrietada transformada (I_{cr}) en caso el momento flector en condiciones de servicio (M_s) supere al momento de agrietamiento (M_{cr}), caso contrario, se empleará las propiedades de la sección no agrietada (I_g).

El cálculo de las deflexiones inmediatas dependerá del tipo de apoyo de la viga, asimismo, se realizará asumiendo que la rigidez en flexión del elemento se mantiene a lo largo del tramo:

- Elementos continuos en ambos extremos

$$I_e \text{ promedio} = \frac{I_{e1} + I_{e2} + I_{e3}}{4}$$

- Elemento con tramo continuo en un extremo

$$I_e \text{ promedio} = \frac{I_{e2} + 2 * I_{e3}}{3}$$

- Elemento simplemente apoyado → I_e sección central
- Elemento en voladizo → I_e de la sección en el apoyo del voladizo

Deflexiones diferidas

Estas deflexiones se originan por el comportamiento plástico del concreto y la retracción de los elementos. Para su cálculo se multiplica el valor de la deflexión instantánea por el factor $\lambda\Delta$.

Donde, p' es la cuantía de acero en compresión hallada en el tramo central de la viga para tramos simples y continuos. Además, el valor de ξ depende del tiempo en el que actuarán las cargas sostenidas, como se presenta en la tabla 4.2:

Tabla 4. 2. Valores de ξ según el tiempo

Tiempo	Valor
5 años o más	2.0
12 meses	1.4
6 meses	1.2
3 meses	1.0

Nota. Adaptado de la Norma E.060, 2009

Deflexiones máximas admisibles

La siguiente tabla establece las deflexiones máximas permisibles:

Tabla 4. 3. Deflexiones máximas admisibles

**TABLA 9.2
DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES**

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	$l / 180 *$
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	$l / 360$
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)†	$l / 480 ‡$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no 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)†	$l / 240 §$

Nota. Tomado de la Norma E.060, 2009

4.1.5. Acero por retracción y temperatura

La norma E.060 (2009) señala que debe colocarse en la parte superior de la losa ($h=5$ cm) un refuerzo perpendicular al sentido de los aceros colocados, para mitigar los cambios dimensionales del concreto. Para barras corrugadas cuyo esfuerzo de fluencia es mayor o igual a 4200 kg/cm^2 se especifica una cuantía mínima de $0.0018bh$.

4.1.6. Control de fisuraciones

La Norma E.060 (2009) menciona en su artículo 9.9 los criterios para el control de fisuración en las zonas sometidas a tracción. En dicho artículo es definido el parámetro Z , cuyo valor debe ser como máximo 26 KN/mm bajo condiciones de servicio.

$$Z = fs \sqrt[3]{dc * Act} \quad (4.1.6.1)$$

A su vez, el factor f_s , al ser el esfuerzo en el acero, se calcula de la siguiente manera:

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 * d * A_s} \quad (4.1.6.2)$$

El factor M_s representa el momento flector en servicio, el factor d_c representa al recubrimiento, el cual se mide desde el borde en tracción hasta el centro de la barra más próxima a este y el factor A_{ct} es el área efectiva de concreto en tracción.

4.1.7. Ejemplo de diseño

Cálculo de acero mínimo y máximo

Se muestran los resultados según las fórmulas 4.1 a 4.5:

Tabla 4. 4. As máximo y mínimo para vigueta

	Positivo	Negativo
As mínimo (cm ²)	0.41	1.0
As máximo (cm ²)	7.5	2.7

Diseño por flexión

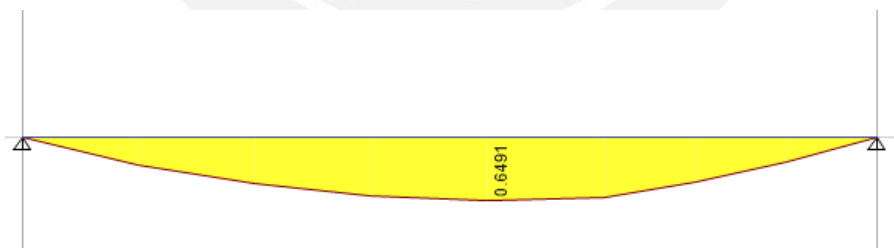


Figura 4. 6. Diagrama de momento último de la vigueta en estudio (ton-m)

Con las fórmulas 4.2 y 4.3 se calculan el acero requerido por flexión:

$$M_{u+} = 0.6491 \text{ ton} - m$$

$$a = 17 - \left(17^2 - \frac{2 * 0.6491 * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 40} \right)^{0.5} = 0.605 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.6491 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(17 - \frac{0.605}{2}\right)} = 1.03 \text{ cm}^2$$

Con el acero calculado, se opta por colocar **2 barras inferiores de 3/8"**, es decir 1.42 cm^2 de acero. En el diseño y análisis la vigueta se asume como simplemente apoyada; sin embargo, se sabe que existe cierto momento negativo soportado por el apoyo de las vigas, por lo que se opta por colocar **1 bastón superior de 3/8" en cada extremo**.

Respecto al corte de fierro, se calcula el valor de ϕMn que soporta el acero corrido, en este caso una barra de 3/8". De la fórmula 4.1 y 4.2, se tiene:

$$a = \frac{0.71 * 4200}{0.85 * 210 * 40} = 0.418 \text{ cm}^2$$

$$\phi Mn = 0.9 * 0.71 * 4200 * \left(17 - \frac{0.418}{2}\right) = 0.45 \text{ ton} - m$$

Luego, en el software empleado, se ubica a partir de qué distancia se debe emplear el bastón para soportar un mayor momento. A la longitud del bastón se le añadirá, en cada extremo, el mayor valor entre "d" o 12db. En este caso se elige el valor de 17 cm, es decir el peralte efectivo.

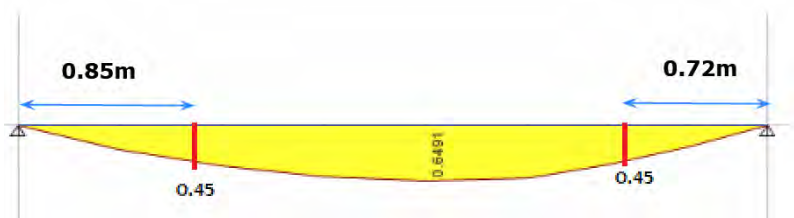


Figura 4. 7. Puntos teóricos de corte de fierro

La longitud de los bastones negativos será como mínimo el valor de la longitud de anclaje según el diámetro de la barra de acero, en este caso $l_d \text{ 3/8"} = 45 \text{ cm}$.

Diseño por cortante

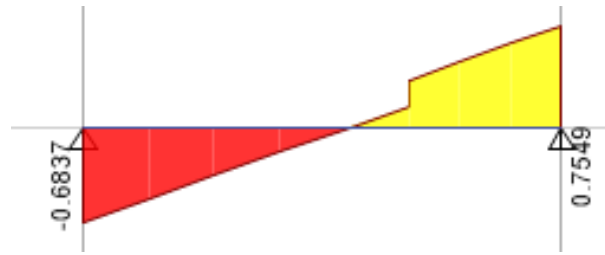


Figura 4. 8. DFC de la vigueta en estudio

Para el diseño por corte, se trabaja con el valor de V_u a “d” de la cara de apoyo, el cual es **0.649 ton**. El valor de la resistencia a cortante del concreto:

$$\phi V_c = 1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 = 1.22 \text{ ton}$$

Se verifica que el concreto posee capacidad suficiente para satisfacer el diseño por resistencia ($V_u < \phi V_c$)

Control de deflexiones

El valor de la longitud libre de la vigueta en estudio es de 3.20 m, por lo que según la tabla 4.1:

$$\frac{L}{16} = \frac{3.20}{16} = 0.20 \text{ m}$$

El resultado indica que para un peralte mínimo de 20 cm no es necesario calcular la deflexión del elemento; sin embargo, se realizará la verificación con el cálculo respectivo.

- Deflexión inmediata

El momento en servicio M_s es de 0.4384 ton-m. El valor del momento de agrietamiento

M_{cr} es calculado para su comparación:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}, f_r = 2 * \sqrt{210} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$y_t = \frac{b_w * h_w * \frac{h_w}{2} + b_f * h_f * \left(\frac{h_f}{2} + h_w\right)}{\text{Área}}$$

$$y_t = \frac{10 * 15 * 7.5 + 40 * 5 * (15 + 2.5)}{350} = 13.08 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{b_f * h_f^3}{12} + \frac{b_w * h_w^3}{12} + b_f * h_f * \left(h - y_t - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w * h_w * \left(y_t - \frac{h_w}{2}\right)^2$$

$$I_g = \frac{40 * 5^3}{12} + \frac{10 * 15^3}{12} + 40 * 5 * 4.42^2 + 10 * 15 * 5.58^2 = 11806.9 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{28.98 * 11806.9}{13.08} = \mathbf{0.2616 \text{ ton} - m} < M_s$$

Dado que $M_{cr} < M_s$, se empleará la inercia de la sección agrietada transformada, para ello primero se calcula el valor de n y c (eje neutro):

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2030000}{217370.7} = 9.34$$

$$b_f * \frac{c^2}{2} = A_s * n * (d - c)$$

$$40 * \frac{c^2}{2} = 1.42 * 9.34 * (17 - c)$$

$$c = 3.04 \text{ cm}$$

Cálculo I_{cr} :

$$I_{cr} = \frac{40 * 3.04^3}{12} + 40 * 3.04 * 1.52^2 + 13.26 * 13.96^2 = \mathbf{2959 \text{ cm}^4}$$

La norma peruana indica que $I_e = I_{cr}$, en ese sentido $I_e = 2954 \text{ cm}^4$. Además, el valor de la deflexión inmediata para tramos simplemente apoyados, se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta_i = \frac{5}{384} * \frac{w * L^4}{E_c * I_e}$$

Cálculo de deflexión inmediata para la carga muerta:

$$\Delta_i \text{ cm} = \frac{5}{384} * \frac{1.6 * 320^4}{217371 * 2959} = 0.34 \text{ cm}$$

Cálculo de deflexión inmediata para el 30% de la carga viva:

$$\Delta_i \text{ cv} = 0.3 * \frac{5}{384} * \frac{0.8 * 320^4}{217371 * 2959} = 0.051 \text{ cm}$$

- Deflexión diferida

Para el proyecto, se define un tiempo actuante de las cargas igual a 5 años, por lo que se considera $\xi = 2$. Además, dado que el tramo central de la vigueta no tiene acero en compresión, se considera el valor de $p' = 0$. Así, se tiene:

$$\lambda \Delta = \frac{2}{1 + 50 * 0} = 2$$

Deflexión diferida a causa de la carga muerta:

$$\Delta_d \text{ cm} = 2 * 0.34 = 0.68 \text{ cm}$$

Deflexión diferida de la carga viva:

$$\Delta_d \text{ cv } 30\% = 2 * 0.051 = 0.102 \text{ cm}$$

- Deflexiones totales

Deflexión media con el 30% de la CV actuando constantemente:

$$\Delta_m = \Delta_i \text{ cm} + 0.3 * \Delta_i \text{ cv} + \Delta_d \text{ cm} + \Delta_d \text{ cv } 30\%$$

$$\Delta m = 0.34 + 0.051 + 0.68 + 0.102 = \mathbf{1.173 \text{ cm}}$$

Deflexión máxima esperada

$$\Delta m = \Delta i \text{ cm} + \Delta i \text{ cv} + \Delta d \text{ cm} + \Delta d \text{ cv} (30\%)$$

$$\Delta m = 0.34 + 0.17 + 0.68 + 0.102 = \mathbf{1.292 \text{ cm}}$$

- Deflexiones máximas permisibles

Según la Norma E.060, la deflexión máxima permitida para pisos o techos vinculados a elementos no estructurales que no son vulnerables a daños por grandes deflexiones es de $L/240$. En este caso, se obtiene $320/240 = 1.33 \text{ cm}$. Se verifican principalmente el total de las deflexiones a largo plazo:

$$\Delta d \text{ cm} + \Delta d \text{ cv} 30\% + \Delta i \text{ cv} = 0.68 + 0.102 + 0.17 = 0.952 < 1.33 \text{ cm}$$

En ese sentido, se verifica el control de deflexiones.

Acero por retracción y temperatura

Según lo mencionado en 4.1.5, para 1 m de ancho se tiene:

$$\text{As mín temperatura} = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocando fierros de 1/4" de diámetro, se obtiene un valor de $s = 0.32/0.9 = 0.35 \text{ m}$. No obstante, la norma restringe el espaciamiento a 40 cm ó 5 veces el espesor considerado, es decir 25 cm. De ese modo, se considerará una distribución de varillas de $\phi 1/4'' @ 0.25 \text{ m}$.

Control de fisuraciones

Del ítem 4.1.6, se tiene lo siguiente:

$$A_{ct} = \frac{2 * y_s * b}{N \text{ barras}} = \frac{2 * 3 * 10}{2} = 30 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \frac{0.4384 * 10^5}{0.9 * 17 * 1.42} = 2017.9 \text{ kg/cm}^2 = 197.9 \text{ MPa}$$

$$Z = 197.9 * \sqrt[3]{30 * 3000} = 8.87 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} < 26 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

El valor de este parámetro es inferior al límite máximo establecido por la norma. Entonces, se deduce que las fisuraciones están debidamente controladas.

Diseño final

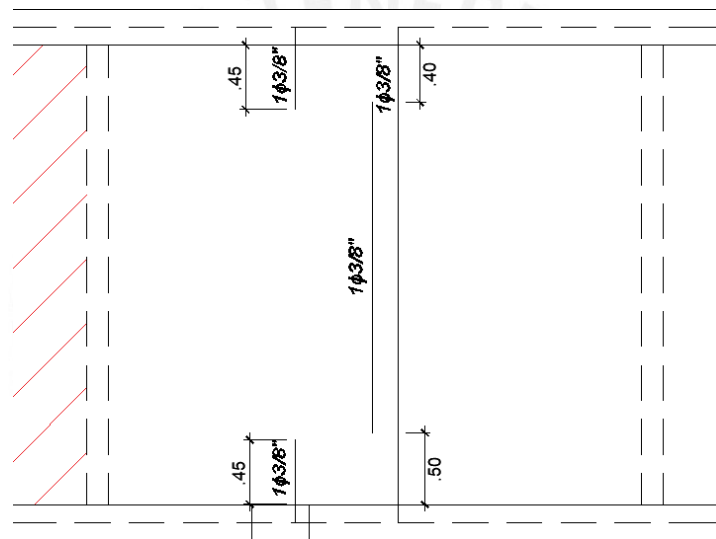


Figura 4. 9. Distribución de refuerzo de la vigueta en estudio

4.2. Diseño de losas macizas

Este elemento busca cubrir áreas en las cuales se tendrá alta concurrencia de tuberías, como los pisos de baños. Así mismo, se usan para cubrir áreas en las cuales se ubiquen ductos que por su tamaño no pueden colocarse en aligerados. Además, soportan mayores momentos y fuerzas cortantes.

4.2.1. Modelo y metrado para análisis estructural

Se realiza el metrado de la losa situada entre los ejes 2 y 3, que además se encuentra adyacente al eje C y al pozo de luz.

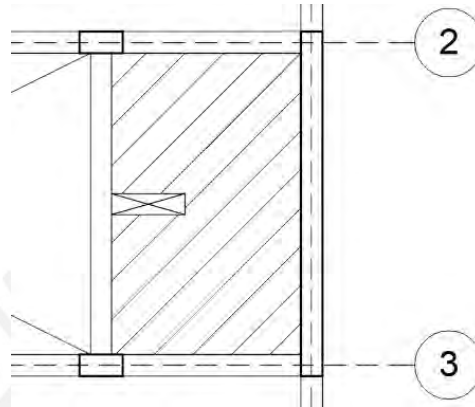


Figura 4. 10. Ubicación de losa maciza en el encofrado de techo típico

Carga muerta

- Peso propio: $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2 \text{ m} = 0.48 \text{ ton/m}^2$
- Piso terminado = 0.10 ton/m^2
- CM total = **0.58 ton/m^2**

Carga viva

- Sobrecarga = CV total = **0.20 ton/m^2**

Carga lineal de tabiques

- Tabique de 10 cm = $1.35 \text{ ton/m}^3 \times 2.6 \text{ m} \times 0.10 \text{ m} = 0.351 \text{ ton/m}$
- Tabique de 15 cm = $1.35 \text{ ton/m}^3 \times 2.6 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} = 0.527 \text{ ton/m}$

Se modeló la losa como un elemento tipo “shell thin” siguiendo una división de elementos finitos, además se le asignaron apoyos en todos sus bordes y las cargas lineales de tabiquería.

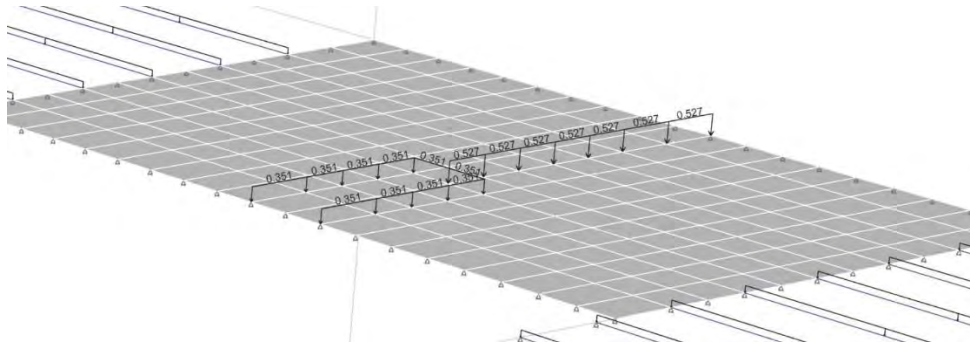


Figura 4. 11. Asignación de cargas de tabiquería sobre losa maciza

4.2.2. Ejemplo de diseño

Cálculo de acero mínimo

La Norma E.060 (2009), en su inciso 10.5.4, indica que el acero mínimo para losas macizas es $0.0018 \cdot b \cdot h$, el cual debe distribuirse en ambas caras, la cara inferior debe tener una cuantía mínima de $0.0012 \cdot b \cdot h$, mientras que la superior de $0.006 \cdot b \cdot h$:

$$\text{cuantía mínima inferior} = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 8 \text{ mm @ } 0.20 \text{ m}$$

$$\text{cuantía mínima superior} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 6 \text{ mm @ } 0.20 \text{ m}$$

Diseño por flexión

A diferencia de las viguetas en el aligerado, la losa maciza actúa en dos direcciones, por lo que un análisis lineal no resultaría del todo exacto. Con el software ETABS, se puede extraer valores de momento flector en ambas direcciones mediante una gama de colores.

Con los aceros mínimos calculados, se calcula el momento resistente que proporcionan:

Tabla 4. 5. Resistencia a flexión de malla inferior y superior

	Cuantía	Acero requerido (cm ²)	Diámetro de la barra	As (cm ²)	Espaciamiento requerido	Espaciamiento elegido	As elegido (cm ²)	ϕM_n (ton-m)
Malla inferior	0.0012	2.4	8 mm	0.5	0.2083	0.2	2.5	1.579
Malla superior	0.0006	1.2	6 mm	0.28	0.2333	0.2	1.4	0.891

La figura a continuación presenta los valores de los momentos últimos con un límite definido de 1.58 ton-m, de modo que los valores superiores a este se mostrarán con color magenta para momento negativo y de color azul para momento positivo.

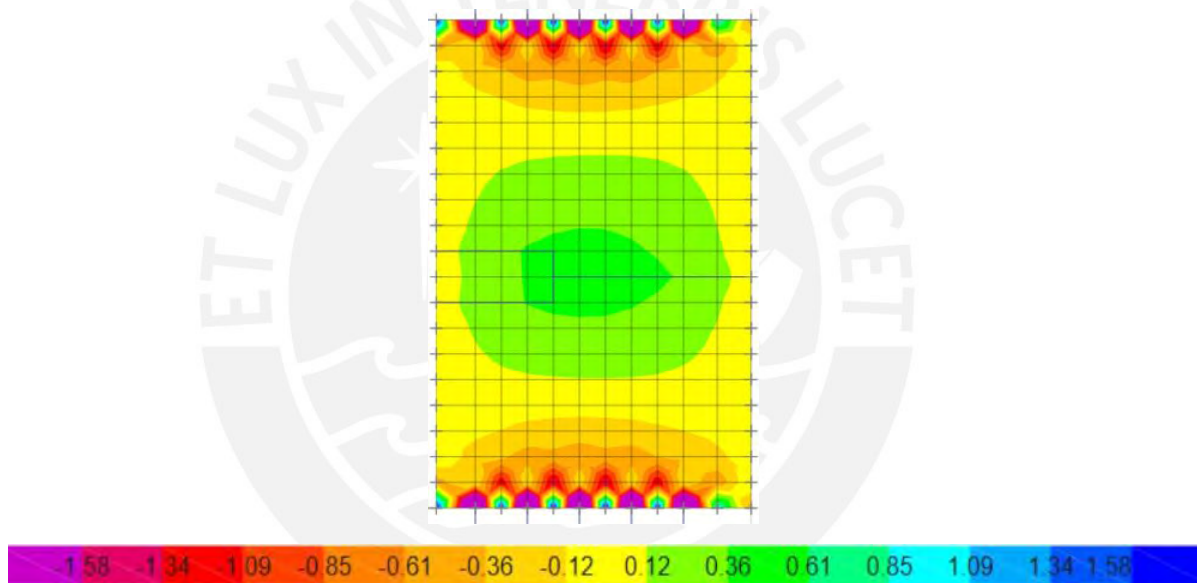


Figura 4. 12. Momentos últimos en losa maciza

En la Figura 4.12 se observa que los momentos últimos positivos no superan los momentos resistentes proporcionados por la malla inferior de acero. Respecto a los momentos últimos negativos, se observa que $\phi M_n = M_u$, y en los apoyos se presentan momentos mayores, los cuales se dan por la transición entre las viguetas y la losa maciza, estos serán soportados por los bastones superiores de 3/8" que llegarán desde la vigueta adyacente.

Diseño por cortante

El aporte del concreto se calcula de la siguiente forma:

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

Dicho valor se define como límite para el diagrama de fuerzas cortantes últimas que muestra ETABS, se obtiene lo siguiente:

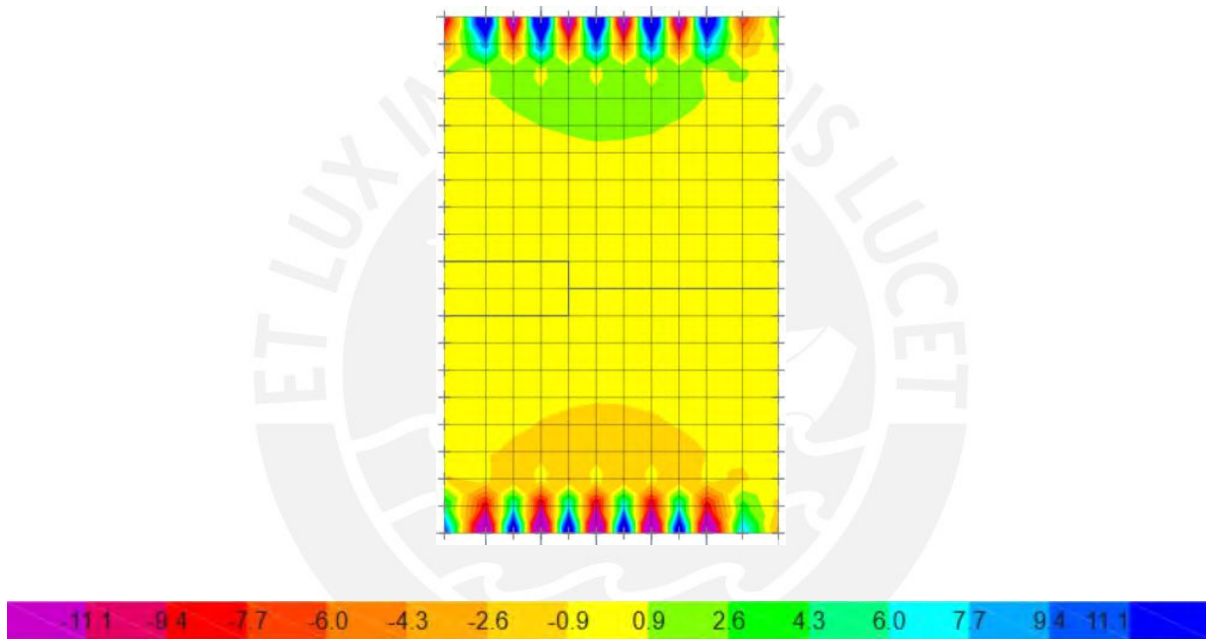


Figura 4. 13. Cortantes últimas en losa maciza

La figura 4.13 refleja cómo las fuerzas cortantes son superadas por el aporte del concreto. Así, el diseño por resistencia ha sido satisfecho.

Diseño final

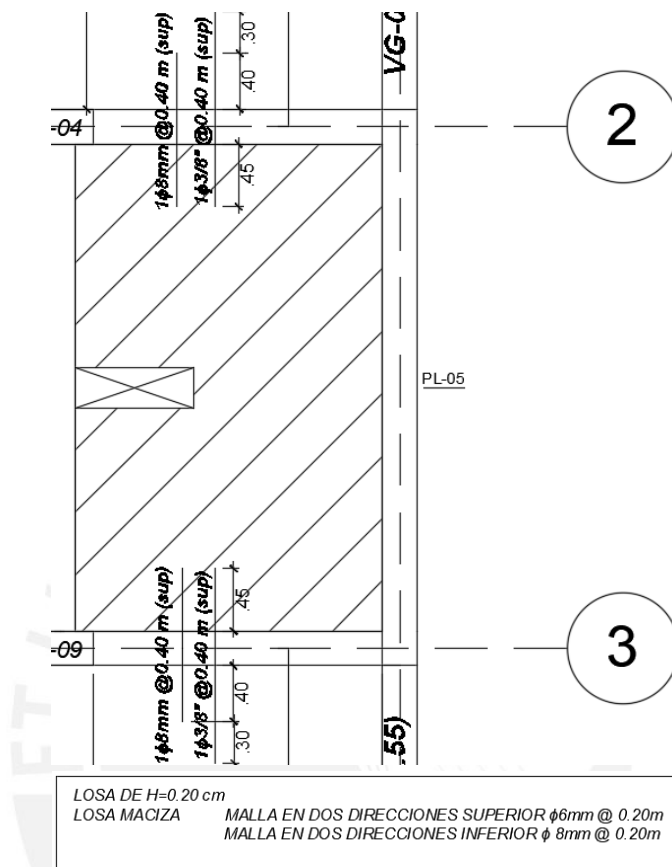


Figura 4. 14. Diseño final de losa maciza en estudio

CAPÍTULO V. DISEÑO DE VIGAS

Las vigas cumplen la función de recibir las cargas de las losas y transmitirlas a las columnas y placas. Pueden clasificarse en peraltadas o chatas, estas últimas se caracterizan por encontrarse dentro de los paños de losa y tener el mismo peralte de estas, además de transferir sus cargas a la viga principal.

El diseño debe ser realizado empleando una envolvente que incluye las cargas sísmicas y de gravedad, ya que son elementos sismorresistentes. Además, por esa misma razón, se deberá realizar el diseño por capacidad según lo establecido en la Norma E.060.

5.1. Metrado de vigas

5.1.1. Metrado de viga peraltada

Primero, se determina el área tributaria de la viga, luego se multiplican las cargas por el ancho de dicha área. Se realiza el metrado de la VG-04 (0.25 x 0.55 m), ubicada en el eje 3, para su posterior análisis y diseño:

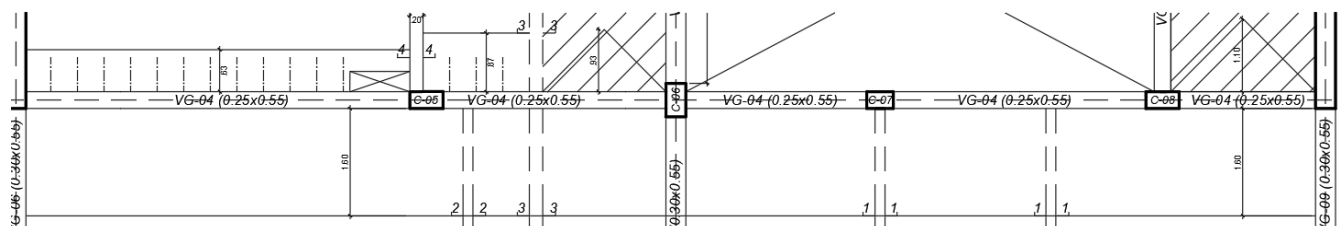


Figura 5. 1. Área tributaria de VG-07

Tabla 5. 1 Metrado de cargas de gravedad distribuidas debido a la carga muerta sobre VG-04

	Viga			Losaligerada		Losamaciza	
	Peso propio (ton/m)	Piso terminado (ton/m)	Tabiquería (ton/m)	Peso propio (ton/m)	Piso terminado (ton/m)	Peso propio (ton/m)	Piso terminado (ton/m)
Tramo 1	2.4x0.25x0.55= 0.33	-	1.8x0.25x (2.8-0.55)=1.013	0.3x(1.6+0.63)=0.669	0.1x(1.6+0.63)=0.223	-	-
Tramo 2-1				0.3x(1.6+0.87)=0.741	0.1x(1.6+0.87)=0.247	-	-
Tramo 2-2						2.4x0.2x0.93= 0.446	0.1x0.94=0.094
Tramo 3						-	-
Tramo 4						-	-
Tramo 5						2.4x0.2x1.10=0.528	0.1x1.10=0.11

Tabla 5. 2 Metrado de cargas de gravedad distribuidas debido a la carga muerta sobre VG-07

	S/C Viga (ton/m)	S/C Losaligerada (ton/m)	S/C Losamaciza (ton/m)
Tramo 1	0.2x0.25= 0.05	0.2x(1.6+0.63)=0.446	-
Tramo 2-1		0.2x(1.6+0.87)=0.494	-
Tramo 2-2		0.2x1.6= 0.32	0.2x0.93=0.186
Tramo 3			-
Tramo 4			-
Tramo 5			0.2x1.10=0.22

Por otro lado, sobre la viga también actúan cargas puntuales provenientes de los elementos perpendiculares a la misma, tales como vigas chatas y tabiques que estas soportan. Dichas cargas son calculadas como la carga distribuida por el ancho del área tributaria que ocupan.

Tramo 2

- Carga muerta

$$\text{Peso propio viga chata 1} = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2\text{m} \times 0.2\text{m} \times 1.6 \text{ m} = \mathbf{0.1536 \text{ ton}}$$

$$\text{Peso propio viga chata 2} = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2\text{m} \times 0.2\text{m} \times (0.87+1.6) \text{ m} = 0.2372 \text{ ton}$$

$$\text{Tabique} = 1.35\text{ton/m}^3 \times 0.2\text{m} \times 2.6\text{m} \times (0.87+0.7)\text{m} = 1.102 \text{ ton}$$

$$\mathbf{\text{Pcm total viga chata 2} = 1.339 \text{ ton}}$$

Tramo 4

- Carga muerta

$$\text{Peso propio viga chata} = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.15\text{m} \times 0.2\text{m} \times 1.6\text{m} = 0.1152 \text{ ton}$$

$$\text{Tabique} = 1.35 \text{ ton/m}^3 \times 0.15\text{m} \times 2.6\text{m} \times 1.6\text{m} = 0.8424$$

$$\mathbf{\text{Pcm total} = 0.9576 \text{ ton}}$$

5.1.2. Medrado de viga chata

Se analizará la viga chata mostrada en la imagen, la cual presenta una sección de 0.15 x 0.20 m:

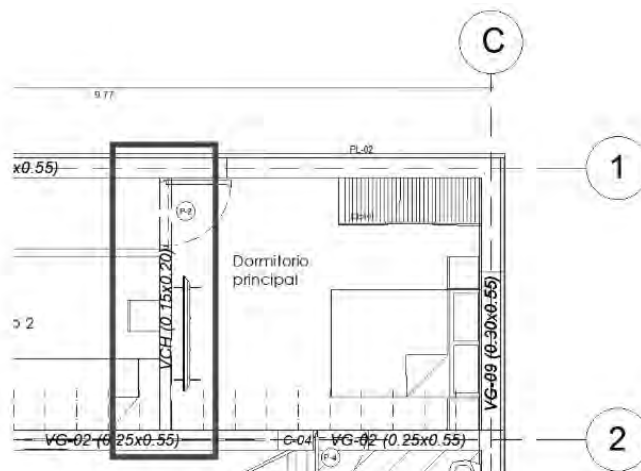


Figura 5. 2. Ubicación de viga chata

Tabla 5. 3 Metrado de cargas de gravedad de gravedad de viga chata

	Carga muerta		Carga viva
Peso propio	2.4x0.15x0.2 = 0.072 ton/m	Tramo sin tabiquería	0.2x0.15= 0.03 ton/m
Tramo con tabiquería	1.35x0.15x2.6= 0.5265 ton/m		
Tramo con piso terminado	0.1x0.15= 0.015 ton/m		

5.2. Diseño por flexión

El diseño se realiza de manera análoga al procedimiento descrito para las losas en el capítulo IV.

5.3. Diseño por cortante

La Norma E.060 (2009) indica que la capacidad nominal de la sección multiplicada por un factor de 0.85 debe ser mayor al cortante último a “d” de la cara de la viga.

$$\phi(Vc + Vs) \geq Vu \quad (5.3.1)$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc \quad (5.3.2)$$

Además, el aporte del concreto y el espaciamiento entre estribos se obtiene de la siguiente manera:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad (5.3.3)$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad (5.3.4)$$

donde:

V_s = resistencia brindada por el acero

ϕ = factor de reducción (0.85)

A_v = área de las ramas de los estribos

Para determinar la separación máxima, la Norma brinda las siguientes fórmulas:

$$S_{\text{máx}} = d/2 \text{ ó } 60 \text{ cm}, V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$S_{\text{máx}} = d/4 \text{ ó } 30 \text{ cm}, V_s > 1.1 \sqrt{f'_c} * b * d$$

Por otro lado, el capítulo 21 de la Norma E.060 (2009) indica los siguientes requerimientos para cumplir con el diseño por capacidad para las vigas sujetas a demanda sísmica:

- La fuerza de diseño debe ser superior al mínimo valor entre:
 - El cortante asociado a los momentos nominales desarrollados en cada extremo de la viga más el cortante isostático obtenido de las cargas gravitacionales últimas.

$$V_u = \frac{(M_{nd} + M_{ni})}{l_n} + \frac{w_u * l_n}{2} \quad (5.3.5)$$

$$w_u = 1.25(w_{cm} + w_{cv}) \quad (5.3.6)$$

- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga con un factor de amplificación de 2.5 para las cargas de sismo.
- Se debe contar con estribos de confinamiento a lo largo de una longitud igual al doble del peralte de la sección, la cual es medida desde las caras de los apoyos. Además, se

colocará el primer estribo a 10 cm como máximo de la cara del apoyo, mientras que los demás no deben ser mayores al menor de:

- $d/4$, pero no necesariamente menor a 15 cm
 - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor área
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo
 - 30 cm
- Fuera de la zona de confinamiento, se tendrá una separación máxima de estribos igual a $0.5d$.

5.4. Control de deflexiones

Se implementarán los procedimientos indicados para losas aligeradas.

5.5. Control de fisuración

Se implementarán los procedimientos indicados para losas aligeradas.

5.6. Ejemplo de diseño

5.6.1. Diseño de viga peraltada

Cálculo de refuerzo mínimo y máximo

Para hallar el refuerzo mínimo, se considera un peralte efectivo de 49 cm, considerando 6 cm entre la fibra más alejada de la sección y la capa de refuerzo.

$$A_{S_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 25 * 49}{4200} = 2.96 \text{ cm}^2$$

Para hallar el refuerzo máximo, se halla primero el valor del eje neutro que genera la falla balanceada:

$$c=0.588*d=28.81 \text{ cm}$$

$$a=0.85*c=24.49 \text{ cm}$$

Entonces, de la fórmula (4.4):

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 As_b = 0.75 * \frac{0.85 * 210 * 24.49 * 25}{4200} = 19.52 \text{ cm}^2$$

Diseño por flexión

En el software ETABS, se analizó un modelo únicamente con cargas de gravedad para obtener los diagramas respectivos por acción de estas cargas, mientras que en un segundo modelo se incluyeron también las fuerzas de sismo. Se muestra el DMF de la VG-04 por cada caso de carga:



Figura 5. 3. DMF por carga muerta (ton-m)

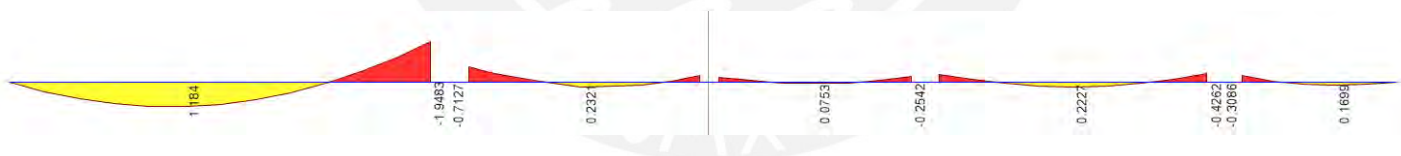


Figura 5. 4. DMF por carga viva (ton-m)

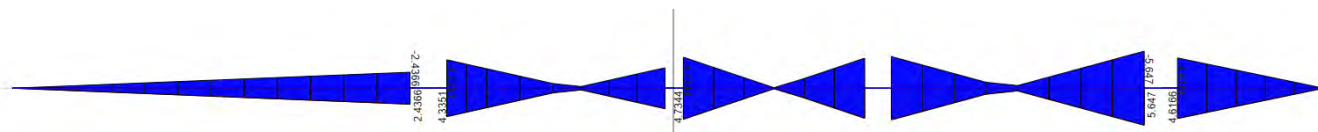


Figura 5. 5. DMF por carga de sismo en X (ton-m)

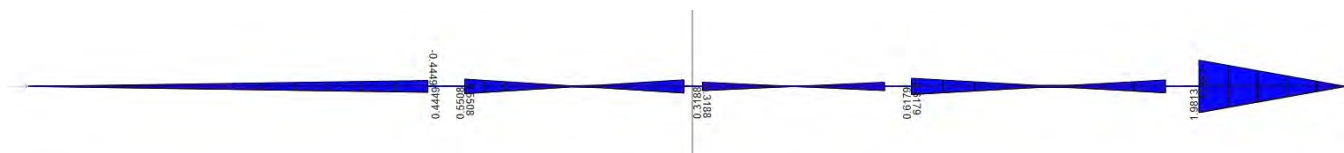


Figura 5. 6. DMF por carga de sismo en Y (ton-m)

Se halla la envolvente de momentos para cada tramo, en las siguientes tablas se muestra la envolvente y acero del segundo tramo:

Tabla 5. 4 Envolvente de cargas para el segundo tramo de la VG-04

	Mn- izq	Mn+ izq	Mcentral	Mn- der	Mn+ der
CARGAS					
CM	3.700	0.000	1.818	2.209	0.000
CV	0.740	0.000	0.226	0.290	0.000
SX	4.335	4.335	0.686	3.118	3.118
SY	0.551	0.000	0.044	0.000	0.500
COMBINACIONES					
1.4CM+1.7CV	6.438	0.000	2.929	3.585	0.000
1.25(CM+CV)+SX	9.885	4.335	3.241	6.241	3.118
1.25(CM+CV)+SY	6.101	0.000	2.599	3.123	0.500
0.9CM+SX	7.665	4.335	2.323	5.105	3.118
0.9CM+SY	3.881	0.000	1.681	1.988	0.500
ENVOLVENTE	9.885	4.335	3.241	6.241	3.118

Tabla 5. 5 Momentos últimos y aceros requeridos en cm² para cada tramo de la VG-04

TRAMO 1 (Ln=5.80 m)			
M- izq	Mcentral	M- der	M+ der
0	6.897	13.613975	2.437
As- izq	As+ central	As- der	As+ der
0.00	3.87	7.96	1.33
TRAMO 2 (Ln= 3.35 m)			
M- izq	M+ izq	M- der	M+ der
9.885	4.335	6.241	3.118
As- izq	As+ izq	As- der	As+ der
5.64	2.40	3.49	1.71
TRAMO 3 (Ln=2.70 m)			
M- izq	M+ izq	M- der	M+ der
6.9054	4.734	6.683	4.583
As- izq	As+ izq	As- der	As+ der
3.87	2.62	3.74	2.54
TRAMO 4 (Ln=3.80 m)			
M- izq	M+ izq	M- der	M+ der
8.0535	4.827	9.5565	5.647
As- izq	As+ izq	As- der	As+ der
4.55	2.67	5.44	3.14
TRAMO 5 (Ln=2.05 m)			
M- izq	M+ izq	Mcentral	M+ der
7.267475	4.617	3.2355	0.000
As- izq	As+ izq	As- der	As+ der
4.08	2.56	1.78	0.00

La Norma E.060 (2009) señala que se debe instalar 2 fierros corridos superiores, así como inferiores en el elemento. En base a ello y los resultados, se opta por colocar acero de diámetro 5/8" para dichas barras y en los tramos que se necesite incrementar el refuerzo, se colocarán bastones. En la siguiente tabla se muestra el acero instalado en la VG-04:

Tabla 5. 6 Acero instalado para cada tramo de la VG-04

TRAMO 1 (Ln=5.80 m)			
As- izq	As+ central	As- der	As+ der
2Φ5/8"(4 cm ²)	2Φ5/8"(4 cm ²)	2Φ5/8"+2Φ5/8" (8 cm ²)	2Φ5/8"(4 cm ²)
TRAMO 2 (Ln= 3.35 m)			
As- izq	As+ izq	As- der	As+ der
2Φ5/8"+2Φ5/8" (8 cm ²)	2Φ5/8"(4 cm ²)	2Φ5/8"(4 cm ²)	2Φ5/8"(4 cm ²)
TRAMO 3 (Ln=2.70 m)			
As- izq	As+ izq	As- der	As+ der
2Φ5/8"(4 cm ²)	2Φ5/8"(4 cm ²)	2Φ5/8"+1Φ1/2" (5.29 cm ²)	2Φ5/8"(4 cm ²)
TRAMO 4 (Ln=3.80 m)			
As- izq	As+ izq	As- der	As+ der
2Φ5/8"+1Φ1/2" (5.29 cm ²)	2Φ5/8"(4 cm ²)	2Φ5/8"+1Φ5/8" (6 cm ²)	2Φ5/8"(4 cm ²)
TRAMO 5 (Ln=2.05 m)			
As- izq	As+ izq	As- der	As+ der
2Φ5/8"+1Φ5/8" (6 cm ²)	2Φ5/8"(4 cm ²)	2Φ5/8"(4 cm ²)	2Φ5/8"(4 cm ²)

Diseño por cortante

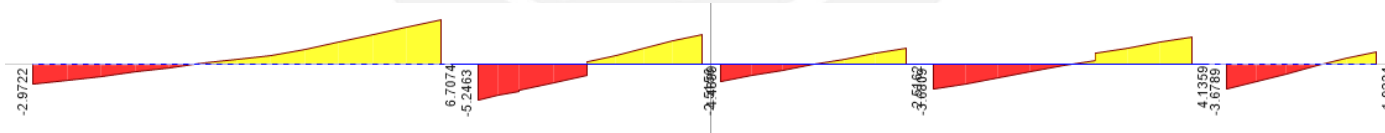


Figura 5. 7. DFC para carga muerta (ton)

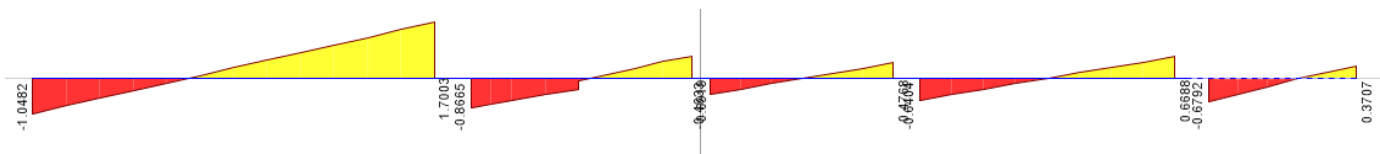


Figura 5. 8. DFC para carga viva (ton)

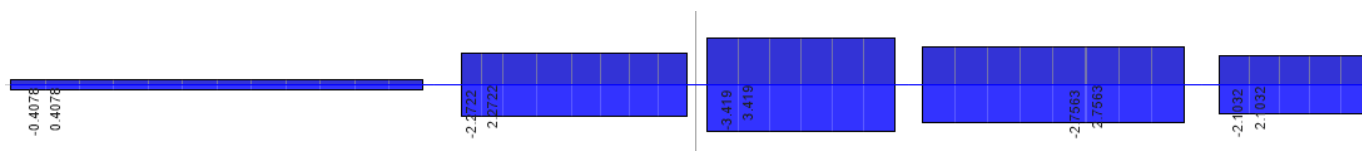


Figura 5. 9. DFC para carga de sismo en X (ton)

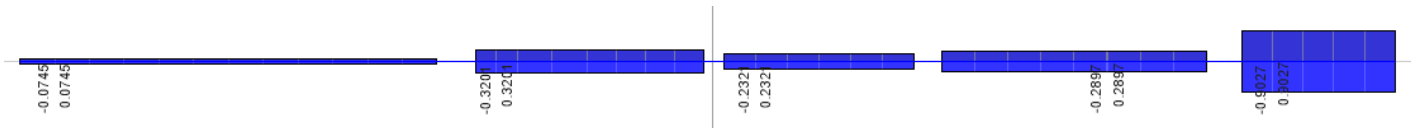


Figura 5. 10. DFC para carga de sismo en Y (ton)

Se halla la capacidad de concreto y se obtiene la envolvente de fuerza cortante:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 49 = 7.99 \text{ ton}$$

Tabla 5. 7 Cortante última a "d" de la cara de la VG-04

	Vu a "d" de la cara (ton)	
	Extremo izquierdo	Extremo derecho
Tramo 1	4.71	10.94
Tramo 2	9.64	7.51
Tramo 3	6.25	6.36
Tramo 4	7.39	8.13
Tramo 5	6.70	3.35

Se calcula el aporte de acero y espaciamientos de estribos en los tramos que sea necesario.

Tabla 5. 8 Espaciamientos de estribos requeridos en cada tramo

	Vu (ton)		Vs (ton)		s (cm)		s máx (cm)
	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	
Tramo 1	4.71	10.94	-3.87	3.46	-	84.55	24.5
Tramo 2	9.64	7.51	1.93	-0.57	151.08	-	24.5
Tramo 3	6.25	6.36	-2.06	-1.93	-	-	24.5
Tramo 4	7.39	8.13	-0.71	0.15	-	1896.51	24.5
Tramo 5	6.70	3.35	-1.53	-5.46	-	-	24.5

Se observa que en las zonas donde se requiere estribos, los espaciamientos son muy grandes, por lo que según los lineamientos de la Norma E.060, se debería considerar "d/2" como espaciamiento.

Se calcula la resistencia suministrada por el estribo colocado a 25 cm:

$$V_s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 49}{25} = 11.69 \text{ ton}$$

La resistencia a cortante del elemento es la siguiente:

$$\phi(Vc + Vs) = 17.93 \text{ ton}$$

Con las fórmulas 5.3.5 y 5.3.6, se verificará la separación a través del diseño por capacidad, con el fin de dotar de resistencia a la viga ante las solicitaciones sísmicas.

Tabla 5. 9 Cortantes de diseño por capacidad de la VG-04

	Vu capacidad (ton)
Tramo 1	10.37
Tramo 2	13.05
Tramo 3	9.70
Tramo 4	10.81
Tramo 5	9.32

La distribución es suficiente para soportar las fuerzas cortantes, ya que las fuerzas halladas son inferiores a la resistencia calculada con $s=25$ cm. Por otro lado, se halla el espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento:

- $d/4 = 49/4 = 12.25$ cm, pero no necesariamente menor a 15 cm
- $10db = 10*1.59 = 15.9$ cm
- $24de = 24*0.95 = 22.8$ cm

Se toma el menor valor de s , siendo este 15 cm. Por lo que se tiene como configuración final: estribos de $3/8''$ **1@0.05, 7@0.15, Rto. @ 0.25 c/ext.**

Control de deflexiones

Según la tabla 4.1, se determina el mínimo valor de peralte para la viga que permita omitir el análisis de deflexiones en el elemento.

Tabla 5. 10 Peraltes mínimos para no realizar el análisis de deflexiones

		h (m)
Tramo 1	$L_n/18.5$	0.31
Tramo 2	$L_n/21$	0.16
Tramo 3	$L_n/21$	0.13
Tramo 4	$L_n/21$	0.18
Tramo 5	$L_n/18.5$	0.11

Todos los tramos de la viga superan el valor de “h”, por lo que no se requiere efectuar el análisis de deflexiones.

Control de fisuración

Se toma de ejemplo la sección con mayor valor de M_s . Del ítem 5.5, se obtienen los siguientes valores:

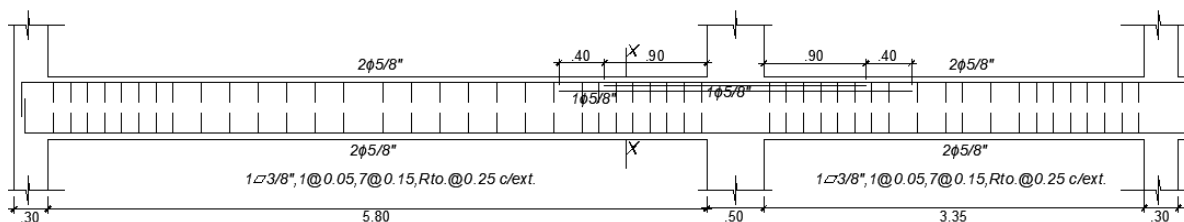
$$A_{ct} = \frac{2 * y_s * b}{N \text{ barras}} = \frac{2 * 6 * 25}{2} = 150 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \frac{4.66 * 10^5}{0.9 * 49 * 6} = 1761.1 \text{ kg/cm}^2 = 172.7 \text{ MPa}$$

$$Z = 172.7 * \sqrt[3]{60 * 15000} = 16.67 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} < 26 \frac{\text{Kn}}{\text{mm}}$$

El valor de este parámetro es inferior al límite mencionado en la Norma E.060, por lo cual se deduce que las fisuraciones están debidamente controladas.

Diseño final



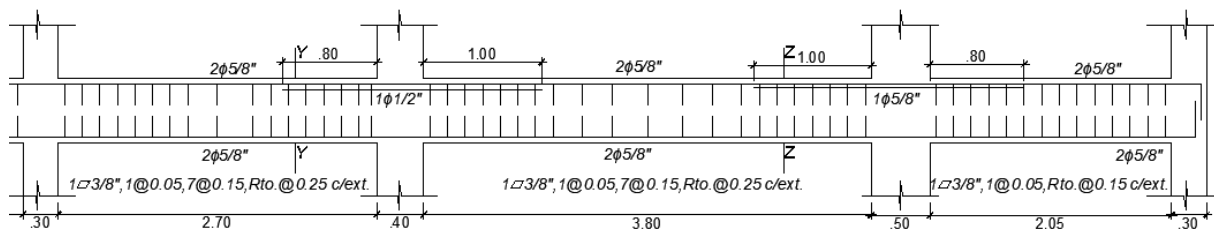


Figura 5. 11. Diseño de la viga VG-04 del 3er al 7mo piso

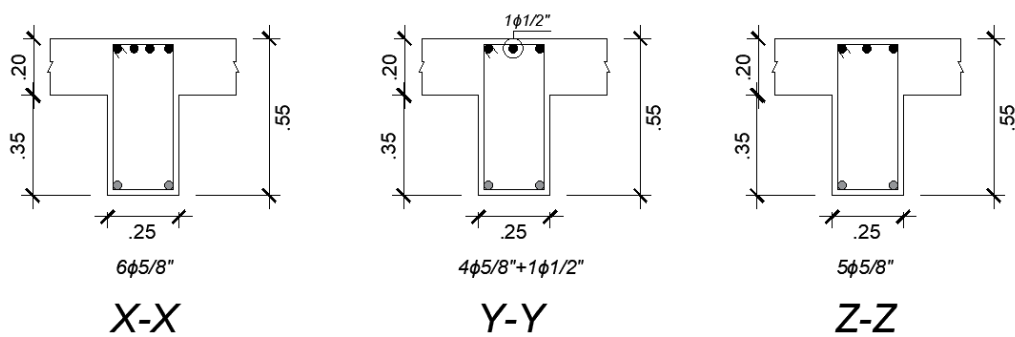


Figura 5. 12. Secciones transversales de la VG-04

5.6.2. Diseño de viga chata

Cálculo de acero mínimo

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{0.7 * 210 * 15 * 17}{4200} = 0.616 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero máximo

$$c = 0.588 * d = 9.996 \text{ cm}$$

$$a = 0.85 * c = 8.497 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0.75 * \frac{0.85 * 210 * 8.497 * 15}{4200} = 4.06 \text{ cm}^2$$

Diseño por flexión

El diseño de una viga chata se realiza por cargas de servicio. Se muestra el DMF según la combinatoria 1.4 CM + 1.7 CV:



Figura 5. 13. DMF viga chata

Con las fórmulas 4.2 y 4.3, se tiene:

$$a = 17 - \left(17^2 - \frac{2 * 0.938 * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 15} \right)^{\frac{1}{2}} = 2.45 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.938 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(17 - \frac{2.45}{2} \right)} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, para el refuerzo corrido inferior se considerarán 2 barras de 1/2" (2.58 cm²), y para el refuerzo corrido superior se considerará el refuerzo mínimo, siendo el acero instalado de 2 barras de 3/8" (1.42 cm²).

Diseño por cortante

Según la combinatoria 1.4CM + 1.7 CV, se tiene:



Figura 5. 14. DFC viga chata

La capacidad del concreto es:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 15 * 17 = 1.66 \text{ ton}$$

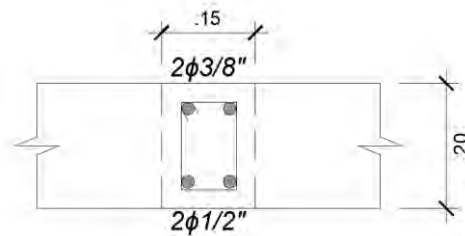
Del DFC de la viga chata, se tiene que la cortante última a "d" de la cara es de 1.11 ton (Vu), cuyo valor es inferior a la capacidad del concreto (ϕV_c), entonces la sección satisface la sollicitación de

la cortante; sin embargo, se considerará una distribución mínima de estribos de **3/8" 1@0.05, Rto. @0.25 m.**

Deflexiones

Según la Tabla 4.1, para un elemento simplemente apoyado, se establece un peralte mínimo de $L/16$, lo que resulta en 20 cm. Este resultado indica que se puede omitir el cálculo de deflexiones.

Diseño final



1□3/8", 1@0.05, Rto. @0.25 c/ext.

Figura 5. 15. Diseño de viga chata corte 1-1

CAPÍTULO VI. DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas cumplen la función de transferir las cargas provenientes de las vigas hacia la cimentación, así como de controlar los desplazamientos laterales. Además, son expuestas a esfuerzos de flexocompresión y corte, a su vez, debido a la responsabilidad sísmica que tienen, deben ser diseñados siguiendo lo especificado en el capítulo 21 de la Norma E.060.

6.1. Metrado de cargas

Se define el área tributaria y se realiza el metrado de la columna C-02, la que pertenece a los ejes 2 y B.

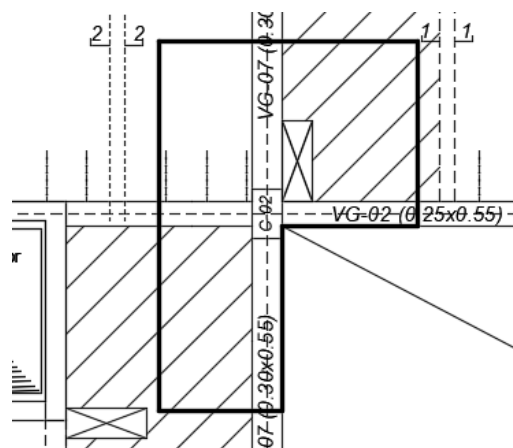


Figura 6. 1. Área tributaria de la columna C2

Tabla 6. 1. Metrado de carga muerta de la columna C2

	Área o longitud x peso	Peso (ton)
Losa aligerada	1.483 m ² x 0.3 ton/m ²	0.445
Losa maciza	3.892 m ² x 0.2 m x 2.4 ton/m ³	1.868
Viga	1.085 m ² x 0.55m x 2.4 ton/m ³	1.432
Piso terminado	5.375 m ² x 0.1 ton/m ²	0.538
Peso propio	0.15 m ² x 2.8 m x 2.4 ton/m ³	1.008
Total 8 pisos		42.326
Tabiquería sobre losa maciza	1.715 m ² x 0.223 ton/m ² + 2.176 m ² x 0.151 ton/m ²	0.711
Tabiquería sobre viga	4.56 m x 1.013 ton/m + 3.08 m x 0.234 ton/m	5.340
Total 7 pisos + parapeto		42.36
Total		84.68

Tabla 6. 2. Metrado de carga viva de la columna C2

At (m ²)	S/C (ton/m ²)	Peso (ton)
5.375	0.2	1.075
Total 8 pisos		8.6

Por otro lado, se muestran las cargas obtenidas mediante el software ETABS, las cuales incluyen las cargas sísmicas:

Tabla 6. 3. Cargas obtenidas del software ETABS de la C2

Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	M2	M3
Dead	LinStatic		0	-67.186	0.023	0.409	0.488	0.028
Live	LinStatic		0	-8.540	0.005	0.044	0.054	0.005
SISDISEÑOXX	Combination	Max	0	23.410	0.091	0.763	1.204	0.159
SISDISEÑOYY	Combination	Max	0	14.144	1.087	0.180	0.228	2.217

Los resultados reflejan que la carga muerta calculada manualmente es mayor que la determinada mediante el software. Por lo tanto, de manera conservadora, el diseño se realizará con los valores de la Tabla 6.3, a excepción de la carga axial, la cual será tomada del metrado manual.

6.2. Diseño por flexocompresión

Es necesario verificar la magnitud de la carga axial última aplicada, con el fin de determinar si se debe emplear el diseño por flexión simple o por flexocompresión.

$$P_u < 0.1 * f'c * A_g \quad (6.2.1)$$

De cumplirse la ecuación 6.2.1, la columna tendrá que ser diseñada como si presentara solo flexión simple. De no cumplirse ello, se construirá el diagrama de interacción para su diseño.

Diagrama de interacción

Este diagrama es una región geométrica generada por los puntos que corresponden a las capacidades nominales a compresión y flexión del elemento según la variación del eje neutro, multiplicadas por el factor de reducción ϕ , cuyo valor es 0.7 para columnas con estribos.

De ese modo, el diseño se cumple cuando el diagrama contiene a los puntos generados por las combinaciones de carga última.

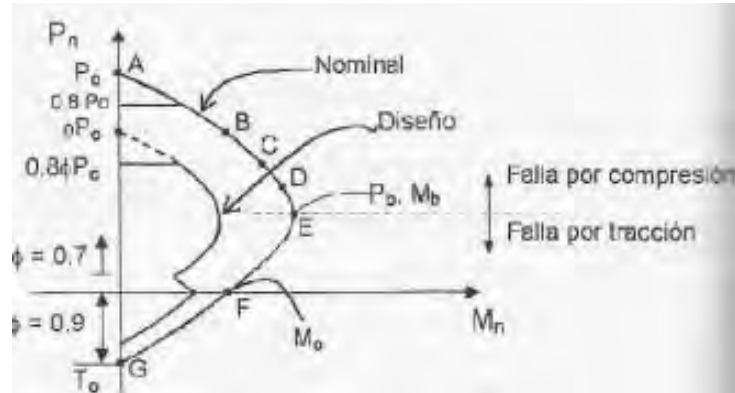


Figura 6. 2. Diagrama de interacción

Nota. Extraído de Apuntes del curso Concreto Armado I, por G. Ottazzi

A continuación, se detallan los puntos mencionados en la imagen anterior:

- Punto A: Compresión pura

$$P_0 = 0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y$$

$$P_u = \phi * 0.8 * P_0$$

- Punto B: Sección agrietada $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Punto C: Deformación nula en la barra de refuerzo a tracción más lejana de la zona comprimida $\epsilon_s = 0$
- Punto D: Acero en tracción ubicado más lejos del borde comprimido equivalente al 50% del esfuerzo de fluencia $\epsilon_s = 0.5f_y$
- Punto E: Falla balanceada

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_y}{d - c}$$

- Punto F: Falla en flexión pura ($P_u=0$)
- Punto G: Falla en tracción pura ($M_u=0$)

$$\phi T_0 = 0.9 * A_{st} * f_y$$

Además, para una columna con estribos, la interpolación del valor de ϕ entre 0.7 y 0.9 es la siguiente:

$$\phi = 0.9 - \left(0.2 * \frac{Pn}{P tran}\right), P tran = \frac{0.1 * f'c * Ag}{0.7}$$

Por otro lado, la Norma E.060 (2009) señala que la cuantía del acero de refuerzo del elemento debe pertenecer al rango del 1% al 6% de su área bruta. Cabe mencionar que se realizará el análisis según las combinaciones de carga en cada dirección (sismo en X y sismo en Y, independientemente).

6.3.Diseño por corte

Se plantea cumplir lo siguiente:

$$\phi(Vc + Vs) \geq Vu \quad (6.3.1.)$$

La capacidad del concreto se calcula así:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) * bw * d \quad (6.3.2)$$

Donde,

Nu= menor carga axial a compresión de la columna

bw= ancho de la sección

Ag= área bruta de la sección

Por otro lado, debe verificarse el diseño de capacidad por las solicitaciones sísmicas. En ese sentido, se calcularán los siguientes valores de carga última, y se comparará el menor de estos con el obtenido de la envolvente de cargas:

$$Vu_1 = \frac{Mn_s + Mn_i}{h_n} \quad (6.3.3)$$

$$Vu_2 = 1.25 * Vcm + 1.25 * Vcv + 2.5S \quad (6.3.4)$$

Donde,

Mns= Momento nominal superior

Mni= Momento nominal inferior

hn= altura libre de la columna

Vcm= cortante por carga muerta

Vcv= cortante por carga viva

S= cortante por sismo

Los momentos nominales son hallados mediante la prolongación de la carga última más próxima al diagrama de interacción nominal.

Respecto a la longitud de confinamiento, esta será la máxima de los tres valores que siguen:

- La sexta parte de la luz libre del elemento
- La mayor dimensión de la sección transversal
- 0.5 m

Respecto a la distribución de estribos en la longitud de confinamiento, la separación será como máximo el menor valor de los que siguen:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal

- 10 cm

Externamente a la zona de confinamiento se considerará la separación solicitada por la cortante o el menor de los valores que siguen:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal
- Menor dimensión de la sección transversal
- 48 veces el diámetro del estribo
- 30 cm

6.4.Ejemplo de diseño

Se halla la carga última de la C-02 en el primer nivel:

Tabla 6. 4. Combinaciones de carga última por sismo en la dirección X

		P	M2	M3
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	133.07	0.78	0.05
	1.25CM+1.25CV+SX	139.94	1.88	0.04
	1.25CM+1.25CV-SX	93.11	-0.53	-0.12
	0.9CM+SX	99.62	1.64	0.18
	0.9CM-SX	52.80	-0.76	-0.13

Tabla 6. 5. Combinaciones de carga última por sismo en la dirección Y

		P	M2	M3
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	133.07	0.78	0.05
	1.25CM+1.25CV+SY	130.67	0.91	2.26
	1.25CM+1.25CV-SY	102.38	0.45	-2.18
	0.9CM+SY	90.36	0.67	2.24
	0.9CM-SY	62.07	0.21	-2.19

Tabla 6. 6. Combinaciones para la cortante última en la dirección X

	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	0.647
1.25CM+1.25CV+SX	1.329
1.25CM+1.25CV-SX	-0.197
0.9CM+SX	1.131
0.9CM-SX	-0.394

Tabla 6. 7. Combinaciones para la cortante última en la dirección Y

	V2 (ton)
1.4CM+1.7CV	0.040
1.25CM+1.25CV+SY	1.121
1.25CM+1.25CV-SY	-1.053
0.9CM+SY	1.108
0.9CM-SY	-1.066

Según la tabla 6.4, se tiene que el máximo valor de P_u es 139.9 ton. Con este valor se verificará la ecuación 6.2.1:

$$P_u < 0.1 * 210 * 30 * 50 \rightarrow 139.9 \text{ ton} < 31.5 \text{ ton (NO CUMPLE)}$$

Dado que no se verifica la ecuación, la columna será diseñada por flexocompresión, según lo descrito en el ítem 6.2.

Diseño por flexocompresión

Dada el área de 1500cm^2 de la sección, el rango de acero requerido se calcula como se muestra:

$$0.01 A_g < A_s < 0.06 A_g$$

$$15 \text{ cm}^2 < A_s < 90 \text{ cm}^2$$

Se inicia el diseño utilizando una sección con un refuerzo compuesto por 8 barras de $5/8"$, con área $A_s = 16 \text{ cm}^2$ (cuantía mínima). Se obtienen los diagramas de interacción en cada dirección. Cabe

mencionar que el eje 2 se considera como el eje en la dirección más larga de la sección, por lo que este eje corresponde al eje Y según la planta del proyecto.

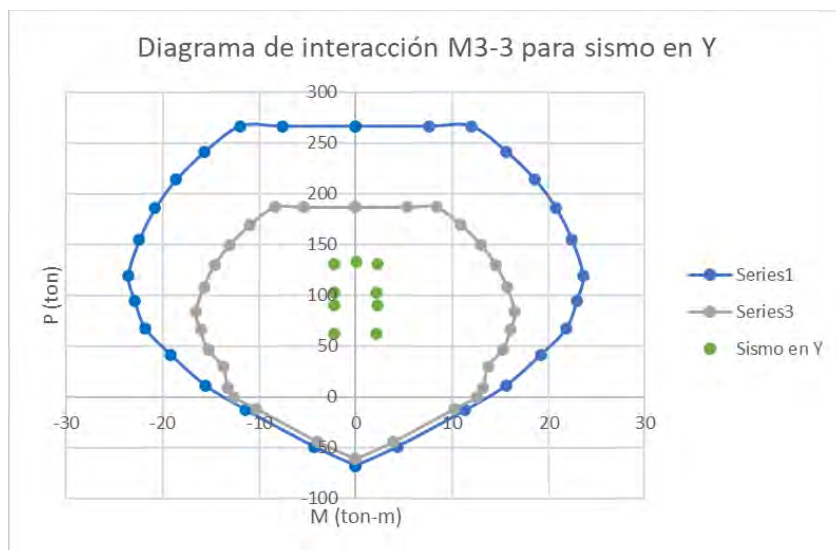


Figura 6. 3. Diagrama de interacción M 3-3 para C-02 en el primer nivel

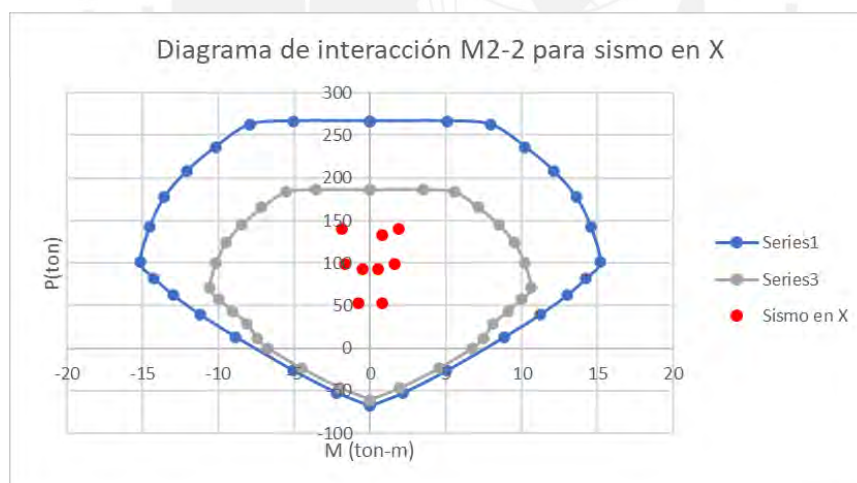


Figura 6. 4. Diagrama de interacción M 2-2 para C-02 en el primer nivel

Se verifica que el diagrama de interacción contiene a los puntos de combinaciones de carga. Además, verificando las sollicitaciones de los niveles restantes, se concluye que el armado de aceros longitudinales elegido inicialmente satisface el diseño por resistencia.

Diseño por cortante

Se halla la capacidad del concreto en cada dirección mediante la fórmula 6.3.2:

$$V_{c_x} = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{52.80 * 1000}{140 * 30 * 50} \right) * 30 * 44 = 12.69 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c_x} = 10.78 \text{ ton}$$

$$V_{c_y} = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{62.07 * 1000}{140 * 30 * 50} \right) * 30 * 44 = 13.13 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c_y} = 11.16 \text{ ton}$$

El valor de la capacidad del concreto es superior a las cortantes últimas; sin embargo, se verifica también la cortante última según el diseño por capacidad.

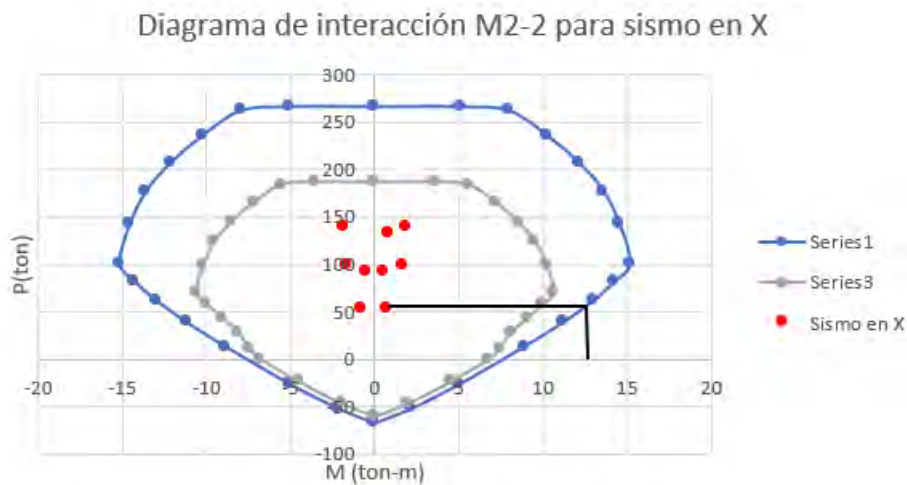


Figura 6. 5. Diagrama de interacción nominal M 2-2 para hallar Mn

$$Vu_{1_x} = \frac{12.5 + 12.5}{3.15} = 7.94 \text{ ton}$$

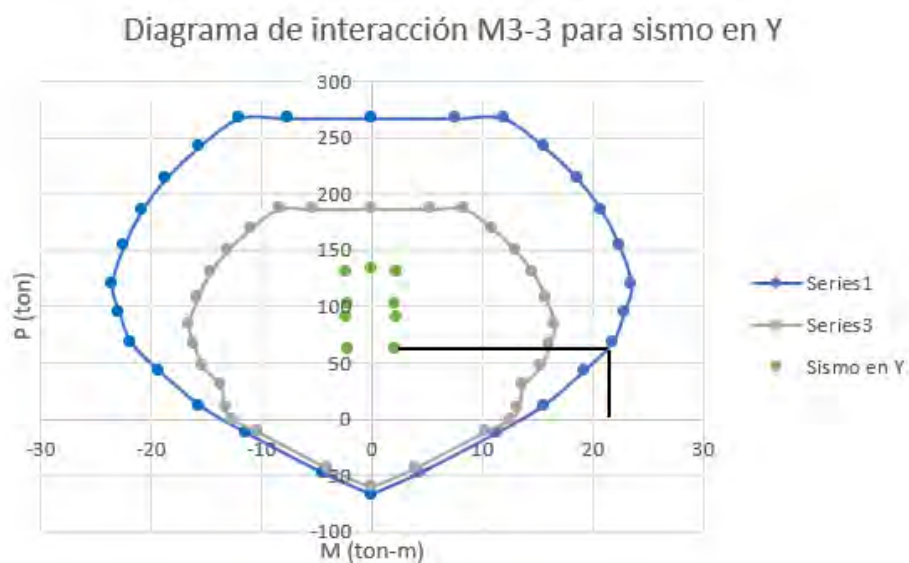


Figura 6. 6. Diagrama de interacción nominal M 3-3 para hallar Mn

$$Vu_{1y} = \frac{21 + 21}{3.15} = 13.3 \text{ ton}$$

Se halla la cortante última según la fórmula 6.3.4:

$$Vu_{2x} = 1.25 * 0.409 + 1.25 * 0.044 + 2.5 * 0.763 = 2.47 \text{ ton}$$

$$Vu_{2y} = 1.25 * 0.409 + 1.25 * 0.044 + 2.5 * 0.763 = 2.75 \text{ ton}$$

De los valores hallados, se opta por el menor valor de cortante última, cumpliéndose $Vu < \phi Vc$, por lo que no es necesario calcular el espaciamiento entre estribos. No obstante, se colocará el espaciamiento mínimo según norma mencionado en el ítem 6.3:

Longitud de confinamiento= 0.55 m

Espaciamiento en longitud de confinamiento= 10 cm

Espaciamiento fuera de la zona de confinamiento= 25 cm

Diseño final

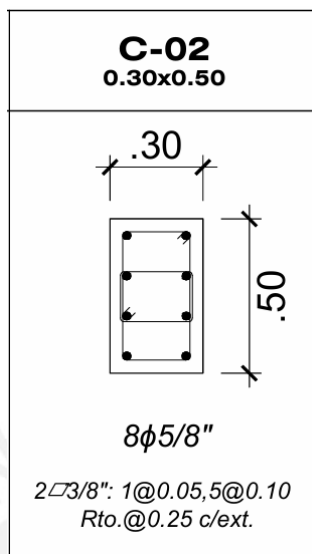


Figura 6. 7. Diseño de la columna C-02

CAPÍTULO VII. DISEÑO DE PLACAS

Los muros o placas están diseñados para soportar cargas verticales y horizontales en su plano, provenientes de las acciones sísmicas. Presentan una gran rigidez por lo que son responsables de recibir la mayor parte de la carga sísmica en su dirección correspondiente, además contribuyen al control de los desplazamientos horizontales causados por dicha carga.

Se clasifican en muros esbeltos o bajos, según el cociente entre su longitud y altura total. La edificación en estudio presenta muros esbeltos, ya que la altura es mayor al doble de la longitud. Por ello, el diseño tomará en cuenta los efectos de cortante y flexocompresión.

7.1.Metrado de cargas

Se realizará el metrado de la PL-01, según su área tributaria:

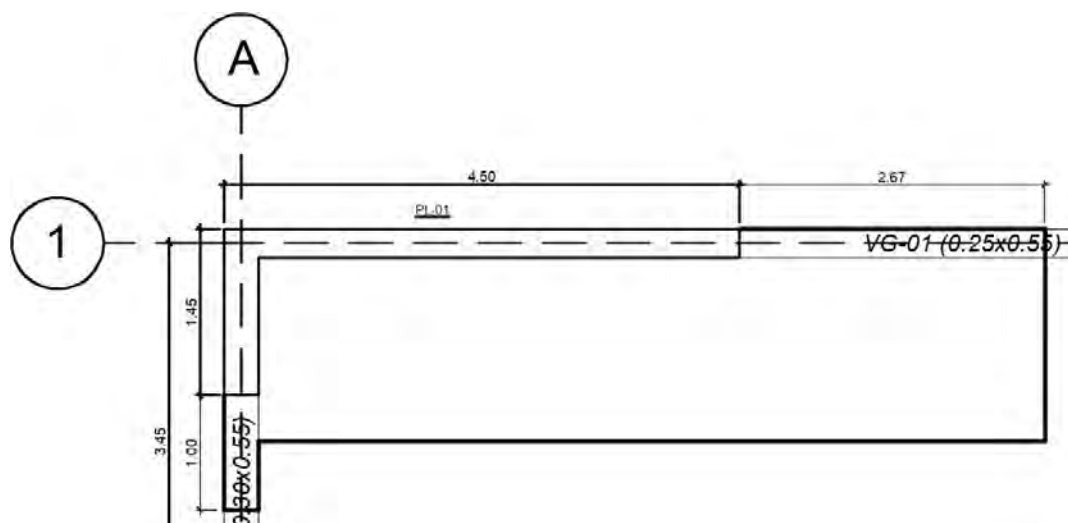


Figura 7. 1 Área tributaria de la placa PL-01

Tabla 7. 1. Metrado de carga muerta de PL-01

	Cálculo del peso	Peso (ton)
Peso propio	$(4.5\text{m} \times 0.25\text{m} + 1.20\text{ m} \times 0.30\text{ m}) \times 2.8\text{m} \times 2.4\text{ ton/m}^3$	9.979
Aligerado	$15.1\text{ m}^2 \times 0.3\text{ ton/m}^2$	4.530
Viga	$0.968\text{ m}^2 \times 0.55\text{ m} \times 2.4\text{ ton/m}^3$	1.278
Piso terminado	$15.1\text{ m}^2 \times 0.1\text{ ton/m}^2$	1.510
Tabiquería	$0.25\text{m} \times 3.67\text{ m} \times 2.25\text{ m} \times 1.8\text{ ton/m}^3$	3.716
Total piso típico		21.013
Parapetos	$0.15\text{ m} \times 9.46\text{ m} \times 1.20\text{ m} \times 1.35\text{ ton/m}^3$	2.30
Total 8 pisos + azotea		170.40

Tabla 7. 2. Metrado de carga viva de PL-01

Át (m ²)	S/C (ton/m ²)	Peso (ton)
15.1	0.2	3.02
Total 8 pisos		24.16

Por otro lado, se muestran las cargas obtenidas mediante el software ETABS:

Tabla 7. 3. Cargas obtenidas del software ETABS

Pier	Output Case	Step Type	Location	P	V2	V3	M2	M3
P1	Dead		Bottom	-179.51	-4.20	0.31	-0.49	-15.21
P1	Live		Bottom	-23.08	-0.86	-0.02	-0.64	-6.13
P1	SISDISEÑOXX	Max	Bottom	23.82	69.52	7.47	101.04	806.00
P1	SISDISEÑOYY	Max	Bottom	169.40	19.22	23.00	95.82	161.31

De la tabla presentada, se observa que se obtienen valores cercanos entre el metrado manual y el modelo computacional. El diseño se realizará con los valores de la tabla 7.3.

7.2. Refuerzo mínimo horizontal y vertical

La Norma E.060 (2009) establece los valores de cuantía mínima siguientes:

- $Vu < 0.27 * \sqrt{f'c} * b * d$ (7.2.1)

$$ph \geq 0.0020, pv \geq 0.0015$$

- $Vu > 0.27 * \sqrt{f'c} * b * d$ (7.2.2)

$$ph \geq 0.0025$$

$$pv = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right)(ph - 0.0025) \geq 0.0025$$

Donde,

ph= cuantía de refuerzo horizontal

pv= cuantía de refuerzo vertical

b= ancho de la placa

d= longitud efectiva de la placa (puede ser estimado como $d=0.8*lm$)

A su vez, la norma especifica las siguientes recomendaciones para el refuerzo horizontal y vertical:

- El valor de pv no debe ser necesariamente mayor al de ph
- El espaciamiento del refuerzo horizontal no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro ni de 40 cm
- Cuando el espesor del muro sea mayor a 20 cm, entonces se debe colocar refuerzo en ambas caras del elemento

7.3. Núcleos de confinamiento

El artículo 21.9.7 de la Norma E.060 indica que se deben considerar núcleos de confinamiento si la profundidad del eje neutro excede el valor que sigue:

$$c \geq \frac{lm}{600\left(\frac{\delta u}{hm}\right)} \quad (7.3.1.)$$

donde,

lm = longitud del muro

hm = altura total del muro

δu = desplazamiento inelástico del muro en el último nivel ($\delta u/hm \geq 0.005$)

Dicho valor se calcula mediante la carga axial última (P_u) más desfavorable, según la distribución de los aceros y realizando iteraciones empleando la ecuación de equilibrio $C_c=T$:

$$P_u = 0.85 * f'_c * 0.85 * c * b + f_s i * A_s i$$

Alternativamente, el diagrama momento – curvatura de la sección permite calcular la profundidad del eje neutro de la siguiente manera:

$$c = \frac{\varepsilon_c}{\varphi}$$

Donde,

ε_c = deformación unitaria del concreto (0.003)

φ = curvatura de la sección

c = profundidad del eje neutro para la carga P_u

En ese sentido, la longitud del núcleo no podrá ser inferior al mayor valor entre $(c-0.1l_m)$ y $c/2$. Por otro lado, la altura en la que se requieren dichos núcleos confinados debe ser el valor máximo entre l_m y $M_u/4V_u$.

El refuerzo vertical de la sección se estimará del mismo modo que para las columnas, es decir se considerará el rango de cuantía entre el 1% y 6% del área transversal.

Además, según el artículo 21.9.7.6 de la norma, la separación entre estribos en dicho núcleo no debe ser superior al menor valor de:

- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- La menor dimensión de la sección
- 25 cm

En caso no se requieran elementos de borde y haya refuerzo vertical concentrado en los bordes del muro, el espaciamiento entre estribos no debe superar al menor de los siguientes valores:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- 48 veces el diámetro del estribo
- La menor dimensión de la sección
- 25 cm

7.4. Diseño por flexocompresión

Se empleará el diagrama de interacción de manera similar al Capítulo VI.

7.5. Diseño por cortante

La Norma E.060 (2009) indica el cálculo de la capacidad a cortante proporcionada por el concreto (V_c):

$$\phi V_c = 0.85 * \alpha * \sqrt{f'c} * b * d \quad (7.5.1)$$

$$\alpha = 0.8, \frac{hm}{lm} \leq 1.5$$

$$\alpha = 0.53, \frac{hm}{lm} \geq 2$$

Además, el valor de la resistencia nominal debe cumplir:

$$V_n \leq 2.6 * \sqrt{f'c} * b * d \quad (7.5.2)$$

Por otro lado, dado que las placas cuentan con gran responsabilidad sísmica, el 21° capítulo de la norma señala los lineamientos del diseño por capacidad. La cortante última se halla como sigue:

$$V_u = V_u * \frac{M_n}{M_u} \quad (7.5.3)$$

Donde,

V_u = cortante última

M_u = momento último

M_n = Momento nominal asociado la carga axial última P_u

Cabe mencionar que el cociente entre M_n y M_u no debe superar al coeficiente de reducción R , que en este caso es 6. Además, el diseño por capacidad podrá aplicarse hasta una altura que corresponda al mayor valor entre los siguientes:

- Longitud del muro
- $M_u/4V_u$
- Altura de los dos primeros niveles

7.6.Ejemplo de diseño

Se presentan las fuerzas últimas de la PL-01:

Tabla 7. 4. Combinaciones de carga última por sismo en la dirección X

		P	M2	M3
SISMO XX	1.4CM+1.7CV	290.55	-1.78	-31.71
	1.25CM+1.25CV+SX	277.05	99.62	779.32
	1.25CM+1.25CV-SX	229.42	-102.46	-832.67
	0.9CM+SX	185.37	100.59	792.30
	0.9CM-SX	137.74	-101.48	-819.69

Tabla 7. 5. Combinaciones de carga última por sismo en la dirección Y

		P	M2	M3
SISMO YY	1.4CM+1.7CV	290.55	-1.78	-31.71
	1.25CM+1.25CV+SY	422.63	94.40	134.64
	1.25CM+1.25CV-SY	83.84	-97.24	-187.99
	0.9CM+SY	330.95	95.37	147.62
	0.9CM-SY	-7.84	-96.27	-175.00

Tabla 7. 6. Combinaciones para la cortante última en la dirección X

	V2 (ton)
1.4CM+1.7CV	-7.3
1.25CM+1.25CV+SX	63.2
1.25CM+1.25CV-SX	-75.8
0.9CM+SX	65.7
0.9CM-SX	-73.3

Tabla 7. 7. Combinaciones para la cortante última en la dirección Y

	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	0.4
1.25CM+1.25CV+SY	23.4
1.25CM+1.25CV-SY	-22.6
0.9CM+SY	23.3
0.9CM-SY	-22.7

Cálculo de refuerzo mínimo

- En X:

$$Vu_x = 75.8 > 0.27 * \sqrt{210} * 25 * 0.8 * 420 = 35.2 \text{ ton}$$

Para 1 m de largo:

$$ph_{\min} = 0.0025 * 25 * 100 = 6.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8" @0.20 \text{ m (2 capas)}$$

$$pv_{\min} = 0.0025 * 25 * 100 = 6.25 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8" @0.20 \text{ m (2 capas)}$$

- En Y:

$$Vu_y = 23.4 > 0.27 * \sqrt{210} * 30 * 0.8 * 145 = 13.6 \text{ ton}$$

Para 1 m de largo:

$$ph_{\min} = 0.0025 * 30 * 100 = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8" @0.15 \text{ m (2 capas)}$$

$$pv_{\min} = 0.0025 * 30 * 100 = 7.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8" @0.15 \text{ m (2 capas)}$$

Verificación de núcleos de confinamiento

- En la dirección X:

Se calcula el valor de c_{\lim} mediante la fórmula 7.3.1, cabe mencionar que el valor de δ es el desplazamiento obtenido se mediante el caso "DERXX+" del software ETABS.

$$\delta = 0.07$$

$$hm = 23.3 \text{ m}, lm = 4.5 \text{ m}$$

$$\frac{\delta}{hm} = 0.003 < 0.005 \rightarrow \text{se empleará el valor de } 0.005$$

$$c \text{ lím} = \frac{4.5}{600 * 0.005} = 1.5 \text{ m}$$

Debido a que la placa en estudio tiene forma de “L”, se hallará el valor del eje neutro mediante el diagrama momento-curvatura generado en el software SAP 2000. Para la carga máxima $P_u = 290.55 \text{ ton}$, se obtienen los siguientes resultados:

$$\phi \text{ extremo derecho} = 0.0026 \rightarrow c = \frac{0.003}{0.0026} = 1.154 < c \text{ lím}$$

$$\phi \text{ extremo izquierdo} = 0.013 \rightarrow c = \frac{0.003}{0.013} = 0.231 < c \text{ lím}$$

De los resultados, se tiene que no es necesaria una longitud mínima de núcleos de confinamiento. Sin embargo, se estima una longitud mínima de $0.15 \text{ lm} = 0.60 \text{ cm}$ y mediante iteraciones se validará la longitud de los núcleos que satisfagan el diseño por resistencia.

- En la dirección Y:

Se calcula el valor de c límite:

$$\delta = 0.061$$

$$hm = 23.3 \text{ m}, lm = 1.45 \text{ m}$$

$$\frac{\delta}{hm} = 0.0026 < 0.005 \rightarrow \text{se empleará el valor de } 0.005$$

$$c \text{ lím} = \frac{1.45}{600 * 0.005} = 0.48 \text{ m}$$

Se halla el valor de “ c ” mediante el diagrama momento-curvatura para la carga máxima $P_u = 422.6 \text{ ton}$:

$$\phi \text{ extremo superior} = 0.0368 \rightarrow c = \frac{0.003}{0.0368} = 0.0815 < c \text{ l\u00edm}$$

$$\phi \text{ extremo inferior} = 0.0028 \rightarrow c = \frac{0.003}{0.0028} = \mathbf{1.071} > c \text{ l\u00edm}$$

De los resultados, se tiene que es $c > c \text{ l\u00edm}$, por lo que es necesaria una longitud m\u00ednima de confinamiento:

$$c - 0.1lm = \mathbf{0.926 \text{ m}} \text{ o } c/2 = 0.536 \text{ m}$$

Dise\u00f1o por flexocompresi\u00f3n

En la direcci\u00f3n X se consideraron n\u00facleos de 0.70 m x 0.25 m y 1.20 m x 0.25 m con 10 aceros de 3/4" y 16 de 3/4", respectivamente. Por otro lado, en la direcci\u00f3n Y, se tiene una secci\u00f3n de 1.45 m x 0.3 m y 16 aceros de 5/8" m\u00e1s 4 de 3/4". Se verific\u00f3 el rango de 1% a 6% en la cuant\u00eda de su secci\u00f3n.

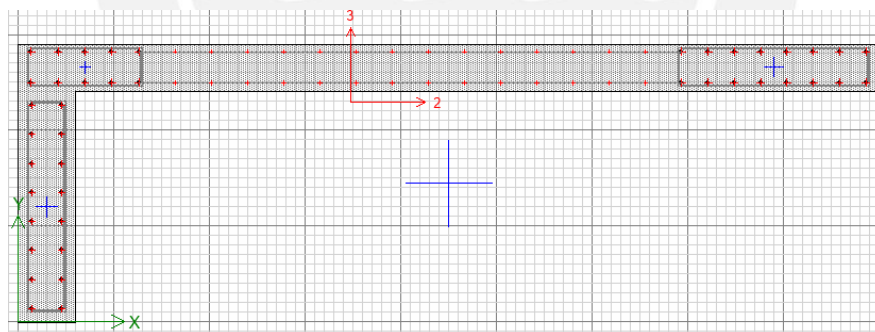


Figura 7. 2 "Section designer" para la PL-01 realizado en ETABS

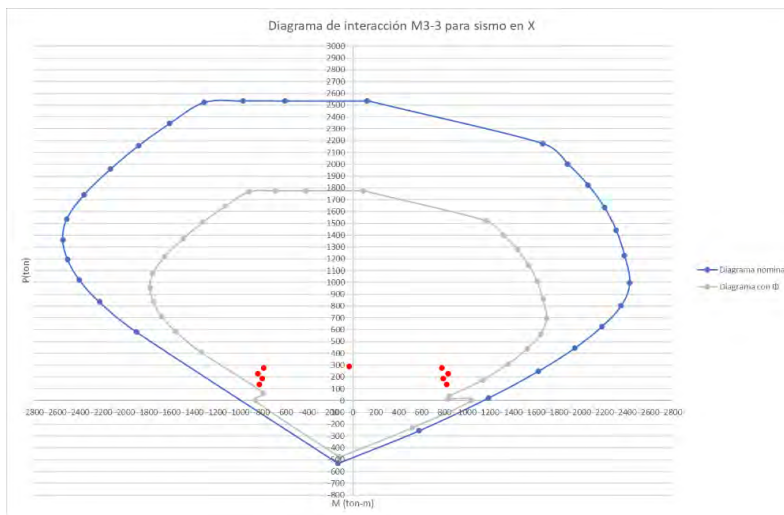


Figura 7. 3 Diagrama de interacción M 3-3 para PL-01 en el primer nivel

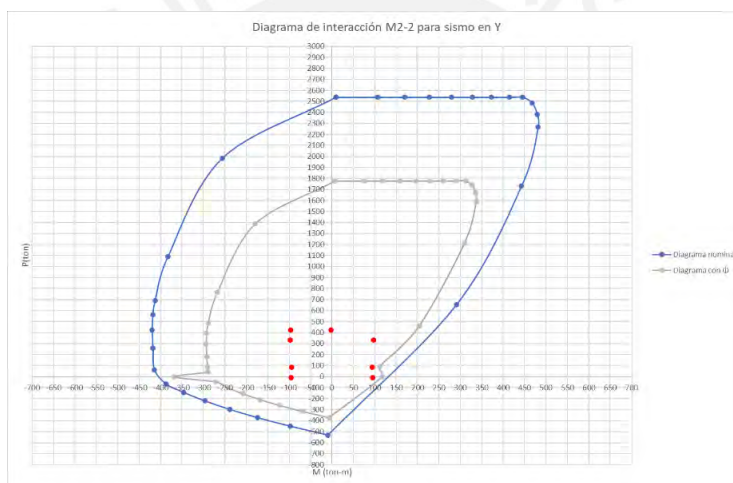


Figura 7. 4 Diagrama de interacción M 2-2 para PL-01 en el primer nivel

Se observa que el diagrama de interacción en ambas direcciones contiene a los puntos, por lo cual la sección propuesta satisface el diseño por resistencia.

Diseño por cortante

Se halla la capacidad del concreto en cada dirección mediante la fórmula 7.5.1:

- En X

$$\frac{hm}{lm} = 5.18 > 2 \rightarrow \alpha = 0.53$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 0.8 * 450 = 58.8 \text{ ton}$$

- En Y

$$\frac{hm}{lm} = 5.18 > 16.1 \rightarrow \alpha = 0.53$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 0.8 * 145 = 22.7 \text{ ton}$$

Luego, se calcula el valor de Mn para poder hallar la cortante última según el diseño por capacidad.

Cabe mencionar que dicho diseño se realizará solo para los 2 primeros niveles.

- En X

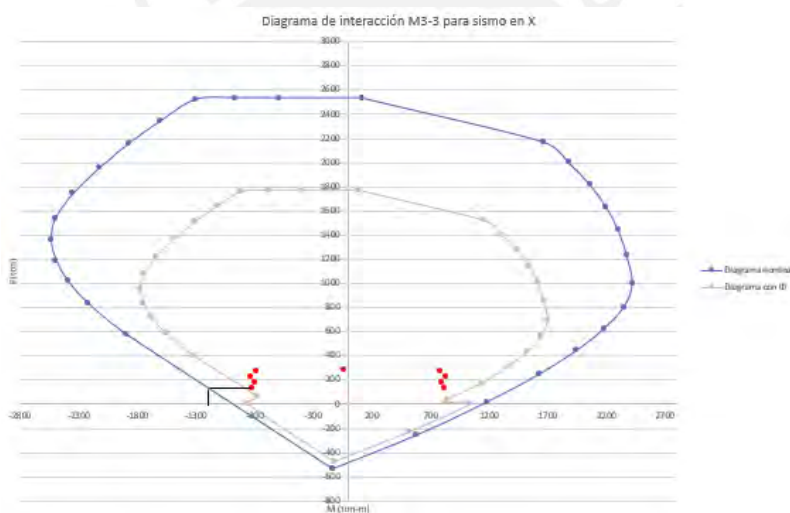


Figura 7. 5. Diagrama de interacción nominal M 3-3 para hallar Mn

Con la fórmula 7.5.4 se calcula la cortante última por capacidad:

$$V_u = 75.8 * \frac{1200}{819.7} = 111 \text{ ton}$$

Se calcula el aporte necesario del acero y el espaciamiento entre estribos:

$$V_s = \frac{V_u \text{ cap}}{0.85} - V_c = 61.51 \text{ ton}$$

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 0.8 * 450}{61510} = 34.9 \text{ cm}$$

En este caso, se opta por elegir el espaciamiento mínimo de los refuerzos horizontales en X, es decir estribos de 3/8" a 15 cm.

- En Y

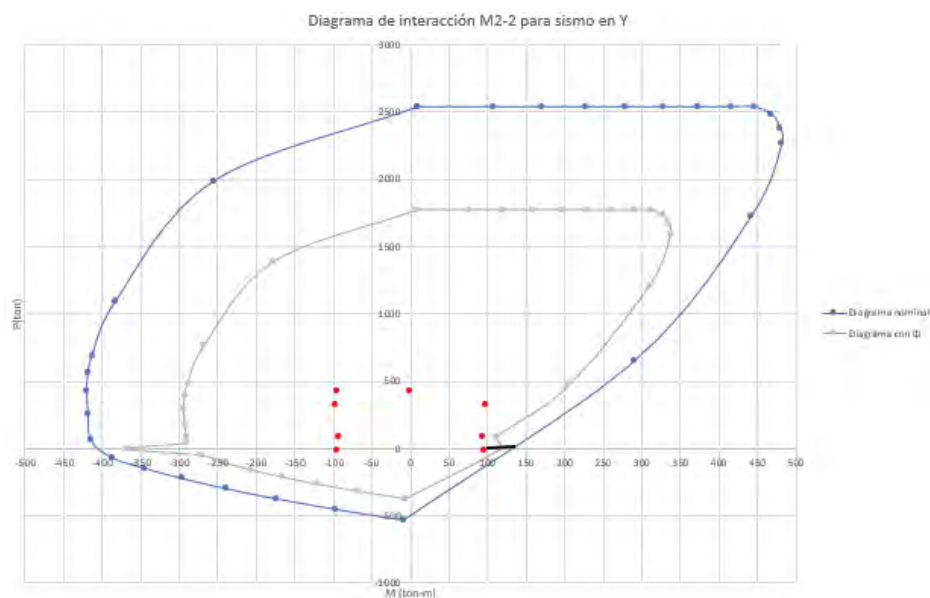


Figura 7. 6. Diagrama de interacción nominal M 2-2 para hallar Mn

Con la fórmula 7.5.4 se calcula la cortante última por capacidad:

$$Vu = 23.4 * \frac{130}{96.27} = 32 \text{ ton}$$

Se calcula el aporte necesario del acero y el espaciamiento entre estribos:

$$Vs = \frac{Vu \text{ cap}}{0.85} - Vc = 10.38 \text{ ton}$$

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 0.8 * 145}{10380} = 66.6 \text{ cm}$$

En este caso, se opta por elegir el espaciamiento mínimo de los refuerzos horizontales en X, es decir estribos de 3/8" a 15 cm.

Diseño

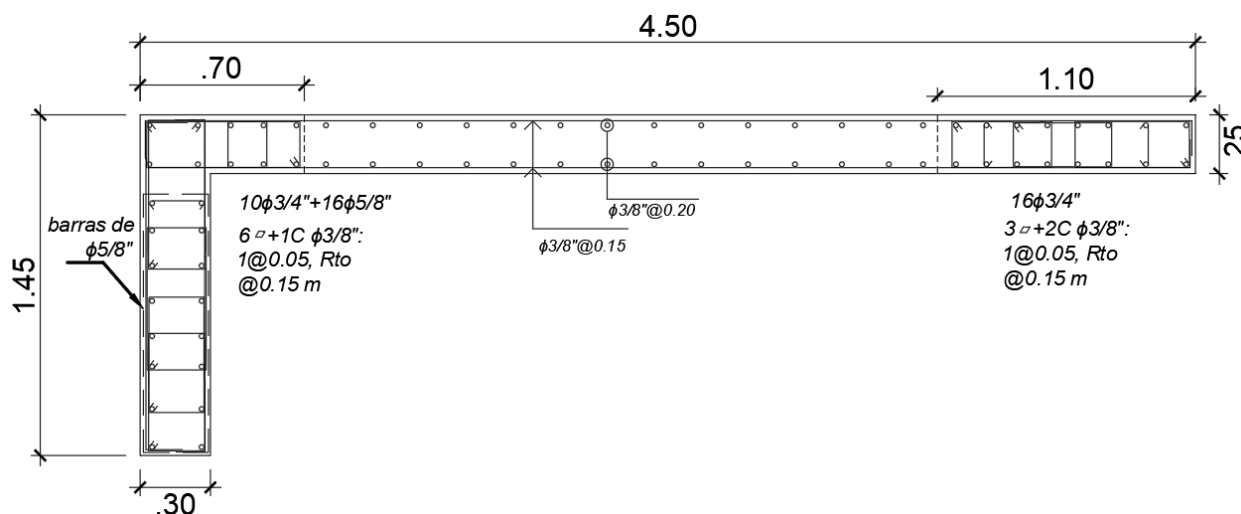


Figura 7. 7. Diseño de PL-01

CAPÍTULO VIII. DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones actúan como soporte en una edificación. La función de estas es recibir las cargas verticales y momentos de las columnas y placas sobre ellas, a la vez que transmiten dichas cargas hacia el suelo. Es por ello que su diseño debe considerar las propiedades del suelo, como su capacidad portante.

La zapata es el tipo de cimentación cuyo diseño se detalla en este capítulo, el cual comprende verificaciones para efectos de corte, punzonamiento y flexión. Así mismo, se detallará el diseño de una viga de cimentación.

8.1. Predimensionamiento

Se define un área mínima requerida por la zapata según la fórmula siguiente:

$$A_{\min} = \frac{(P_d + P_l) * 1.05}{\sigma_{adm}} \quad (8.1.1)$$

Donde:

P_d : Carga muerta recibida

P_l : Carga viva recibida

σ_{adm} : Esfuerzo admisible del suelo

8.2. Verificación de esfuerzos

Este análisis considera cargas muertas, vivas y sismos de diseño en las direcciones XX e YY. Como el software muestra por defecto cargas sísmicas positivas, se revisan casos de sismo estático para determinar sus signos reales.

Con ello, se obtienen los momentos sobre la zapata y la fuerza axial mediante las siguientes expresiones:

$$P = P_d + P_l + P_{zapata} \quad (8.2.1)$$

$$M_{xx} = M_{xxd} + M_{xxl} \quad (8.2.2)$$

$$M_{yy} = M_{yyd} + M_{yyl} \quad (8.2.3)$$

Luego, debe verificarse la inferioridad de los esfuerzos distribuidos en la base de la zapata respecto a la capacidad portante del suelo ($\sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2$). Así, se analizan sus valores máximos y mínimos, los cuales se ubican en los extremos de la zapata:

$$\sigma_{xx \text{ máx}} = \frac{P}{A} + \frac{M_{yy} * \left(\frac{Lx}{2}\right)}{I_{yy}} \quad (8.2.4)$$

$$\sigma_{xx} \text{ mín} = \frac{P}{A} - \frac{M_{yy} * \left(\frac{L_x}{2}\right)}{I_{yy}} \quad (8.2.5)$$

$$\sigma_{yy} \text{ máx} = \frac{P}{A} + \frac{M_{xx} * \left(\frac{L_y}{2}\right)}{I_{xx}} \quad (8.2.6)$$

$$\sigma_{yy} \text{ mín} = \frac{P}{A} - \frac{M_{xx} * \left(\frac{L_y}{2}\right)}{I_{xx}} \quad (8.2.7)$$

Así mismo, la verificación se realiza para los esfuerzos por cargas de sismo. Se acepta para este caso que sean menores o iguales a $1.3 * (\sigma_{adm}) = 52 \text{ ton/m}^2$. Además, las cargas de sismo se reducen al 0.8 de su valor. El cálculo de estos esfuerzos en los extremos de la zapata es el siguiente:

$$\sigma_{xx} \text{ sismo} += \frac{P + P_{sx}}{A} \pm \frac{(M_{yy} + M_{sx yy}) * \left(\frac{L_x}{2}\right)}{I_{yy}} \quad (8.2.8)$$

$$\sigma_{xx} \text{ sismo} -= \frac{P - P_{sx}}{A} \pm \frac{(M_{yy} - M_{sx yy}) * \left(\frac{L_x}{2}\right)}{I_{yy}} \quad (8.2.9)$$

$$\sigma_{yy} \text{ sismo} += \frac{P + P_{sy}}{A} \pm \frac{(M_{xx} + M_{sy xx}) * \left(\frac{L_y}{2}\right)}{I_{yy}} \quad (8.2.10)$$

$$\sigma_{yy} \text{ sismo} -= \frac{P - P_{sy}}{A} \pm \frac{(M_{xx} - M_{sy xx}) * \left(\frac{L_y}{2}\right)}{I_{yy}} \quad (8.2.11)$$

Finalmente, se elige la carga máxima por gravedad y su homóloga por sismo. A la primera se le amplifica por 1.50 y a la segunda por 1.25. Hecho esto, se elige al mayor entre ambos valores para representar el esfuerzo último (σ_u), el cual debe ser menor a $1.5 * (\sigma_{adm}) = 60 \text{ ton/m}^2$.

8.3. Verificación por punzonamiento

El punzonamiento en una zapata consiste en esfuerzos en la zona adyacente a la base de la columna o placa soportada por la misma, los cuales pueden llegar a causar una falla frágil en dicha zapata.

Los límites de aquella zona están definidos a “d/2” de las caras del elemento vertical correspondiente a la zapata, donde “d” es igual al peralte de la zapata disminuido en 10cm. Es así que se obtiene el valor de área (A_0) y perímetro de (b_0) dicha zona y se calcula la cortante última según la ecuación siguiente:

$$V_u = \sigma_u * (A - A_0) \quad (8.3.1)$$

También se determina la capacidad de la sección analizada para resistir esfuerzos cortantes. Se elige el menor valor para compararla con la cortante última recién obtenida.

$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d \quad (8.3.2)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d \quad (8.3.3)$$

$$V_c = \left(2 + \frac{\alpha * d}{b_0}\right) * 0.27 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d \quad (8.3.4)$$

Donde:

$\alpha = 40$ (Columna centrada)

$\beta =$ Lado mayor de columna / Lado menor de columna

Finalmente, se comparan las cortantes última y por resistencia. Debe cumplirse que $V_u \leq \phi V_c$.

8.4. Verificación por corte:

El corte se verifica también en zonas de la zapata que se comportan como volados, exactamente en un tramo de ancho “m” definido a una distancia “d” de la cara del elemento vertical.

$$V_{u_x} = m * Ly * \sigma_u \quad (8.4.1)$$

$$V_{u_y} = m * Lx * \sigma_u \quad (8.4.2)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * L_y * d \quad (8.4.3)$$

8.5. Diseño por flexión:

Este se realiza asumiendo la zapata como una viga en voladizo, siendo el volado la zona que se ubica entre las caras de la columna o placa y los bordes de la zapata (L_v).

Lo momentos en dichos volados se calculan según las expresiones siguientes:

$$M_{ux} = \frac{\sigma_u * L * L_v x^2}{2} \quad (8.5.1)$$

$$M_{uy} = \frac{\sigma_u * L * L_v y^2}{2} \quad (8.5.2)$$

El cálculo se da por metro de ancho, por lo que en las fórmulas recién mostradas se cumple que $L=1\text{m}$. Con los momentos obtenidos y las expresiones previas, se determina la cantidad de acero requerida en XX e YY. Luego, se verifica que supere el mínimo exigido y se realiza el diseño final.

8.6. Ejemplo de diseño – Zapata Aislada Z-03

Predimensionamiento

Se toman los valores de carga obtenidos en Etabs y se obtiene el área requerida según la expresión (8.1.1):

$$\text{Área requerida} = \frac{(60.90 + 8.44) * 1.05}{40} = 1.82 \text{ cm}^2$$

Entonces, se eligen dimensiones iniciales de 1.25m x 1.60m ($A= 2\text{m}^2$) y una altura inicial de 0.60m.

Verificación de esfuerzos

Se muestran las fuerzas obtenidas del modelo en Etabs:

Tabla 8. 1. Cargas axiales y momentos aplicados sobre la zapata Z-03

Story	Column	Output Case	P (tonf)	Mxx (tonf.m)	Myy (tonf.m)
Story1	C-03	Dead	-60.9032	-0.0081	-0.2054
Story1	C-03	Live	-8.4406	-0.0032	-0.072
Story1	C-03	SismoDiseñoXX	-8.8398	-0.0337	2.2766
Story1	C-03	SismoDiseñoYY	-5.352	0.4929	-0.1342

De la tabla 8.1 se tiene que $P= 72.08$ ton, $M_{xx}= -0.0113$ ton-m y $M_{yy}= -0.2774$ ton-m.

A continuación, se calculan los esfuerzos en los extremos de la base de la zapata, previo cálculo de las inercias de dicha base en cada dirección:

$$I_{xx} = \frac{1.25^3 * 1.60}{12} = 0.260 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{1.60^3 * 1.25}{12} = 0.427 \text{ m}^4$$

Ahora:

$$\sigma_{xx} \text{ mín} = \frac{72.08}{2} + \frac{(-0.2774) * \left(\frac{1.60}{2}\right)}{0.427} = 35.52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{xx} \text{ máx} = \frac{72.08}{2} - \frac{(-0.2774) * \left(\frac{1.60}{2}\right)}{0.427} = 36.56 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{yy} \text{ máx} = \frac{72.08}{2} + \frac{(-0.0113) * \left(\frac{1.25}{2}\right)}{0.260} = 36.01 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{yy} \text{ mín} = \frac{72.08}{2} - \frac{(-0.0113) * \left(\frac{1.25}{2}\right)}{0.260} = 36.07 \text{ ton/m}^2$$

Como los cuatro valores son menores que $\sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2$, las medidas de la zapata se mantienen. Se verifican también los esfuerzos máximos considerando cargas de sismo.

Esfuerzos para sismo

$$\sigma_{xx s + \text{máx}} = 42.47 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \sigma_{yy s + \text{máx}} = 39.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{xx s + \text{mín}} = 36.68 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \sigma_{yy s + \text{mín}} = 37.26 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{xx s - \text{mín}} = 28.57 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \sigma_{yy s - \text{mín}} = 32.93 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{xx s - \text{máx}} = 36.44 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \sigma_{yy s - \text{máx}} = 34.87 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Se observa que los valores se mantienen por debajo de $1.3 * \sigma_{\text{adm}} = 52 \text{ ton/m}^2$. Por lo tanto, las medidas de la zapata siguen siendo apropiadas, y se continua con el cálculo del máximo esfuerzo último.

$$\sigma_u (\text{gravedad}) = 1.5 * 36.56 = 54.84$$

$$\sigma_u (\text{sismo}) = 1.25 * 42.47 = 53.09$$

Finalmente, el esfuerzo último máximo resulta $\sigma_u = 54.84 \text{ ton/m}^2$.

Verificación por punzonamiento

En este caso se tiene para “d” que $d = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$. Con este valor se delimita el área a analizar:

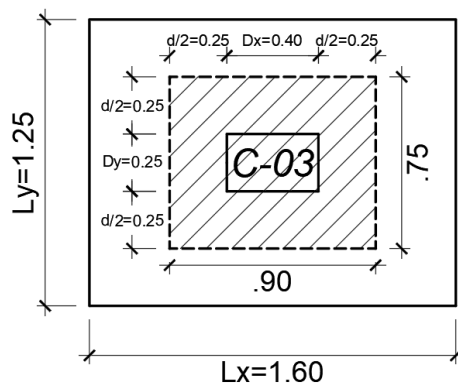


Figura 8. 1. Zona de análisis por punzonamiento en la zapata Z-03

Se observa de la Figura 8.1, que el área es de $A_0 = 0.75 \times 0.90 = 0.675 \text{ m}^2$ y el perímetro es

$b_0 = 2 \times (0.75 + 0.90) = 3.30 \text{ m}$. Con estos datos se calcula la cortante última según la fórmula (8.3.1):

$$V_u = 54.84 \times (2 - 0.675) = 72.66 \text{ ton}$$

Según las expresiones (8.3.2), (8.3.3) y (8.3.4), se calcula la resistencia a cortante. Se considera $\alpha = 40$ y $\beta = 0.40/0.25 = 1.6$.

$$V_c = 1.06 \times \sqrt{210} \times 3.30 \times 0.50 = 253.45$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1.6}\right) \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 3.30 \times 0.50 = 285.14$$

$$V_c = \left(2 + \frac{40 \times 0.50}{3.30}\right) \times 0.27 \times \sqrt{210} \times 3.30 \times 0.50 = 520.39$$

Finalmente, se comprueba que $V_u \leq \phi V_c$:

$$\phi V_c = 0.85 \times 253.45 = 215.43$$

$$V_u = 72.66 \text{ ton} \leq 215.43 \text{ ton} = \phi V_c$$

Se concluye que el peralte elegido para la zapata (60 cm) permite evitar el fallo por punzonamiento.

Verificación por corte

Se muestra el área a analizar según corte, según lo detallado en el inciso 8.4:

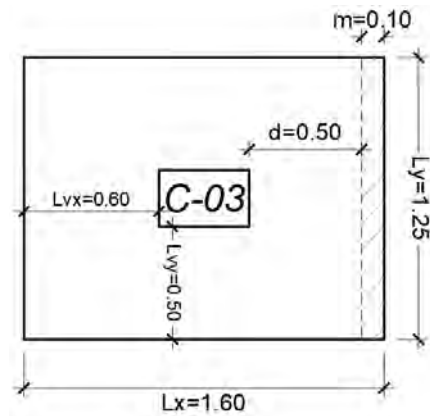


Figura 8. 2. Volados en la zapata Z.03 y zona de análisis por corte

Para la dirección en X:

$$V_u = 0.10 * 1.25 * 54.84 = 6.86 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1.25 * 0.50 * 10 = 40.80 \text{ ton}$$

Se comprueba que $V_u = 6.86 \text{ ton} \leq \phi V_c = 40.80 \text{ ton}$.

Diseño por flexión

Se muestran las zonas a analizar según lo detallado en el inciso 8.5:

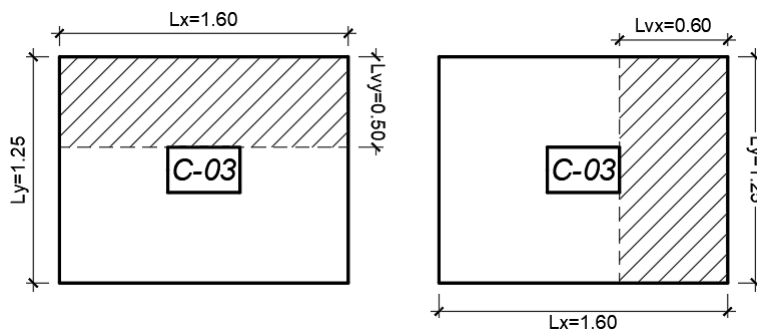


Figura 8. 3. Áreas en voladizo en la zapata Z-03

Se calculan los momentos últimos en los volados de la zapata según las expresiones (8.5.1) y (8.5.2):

$$M_{ux} = 9.87 \text{ ton. m/m}, M_{uy} = 6.86 \text{ ton. m/m}$$

Con estos valores de momento obtenidos y mediante las expresiones (4.3) y (4.2), los aceros requeridos para cada dirección son los siguientes:

$$A_s x = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_s y = 3.66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De manera similar a las losas, el acero mínimo se calcula como:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 * 100 * 60 = 10.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como el acero mínimo es mayor que los obtenidos según cálculo, se usa dicho valor para el diseño final. La distribución final será de $\phi 3/4'' @ 25\text{cm}$, ya que en un metro de ancho se tendría $2.84 * 4 = 11.36 \text{ cm}^2 > 10.8 \text{ cm}^2 = A_s \text{ mín.}$

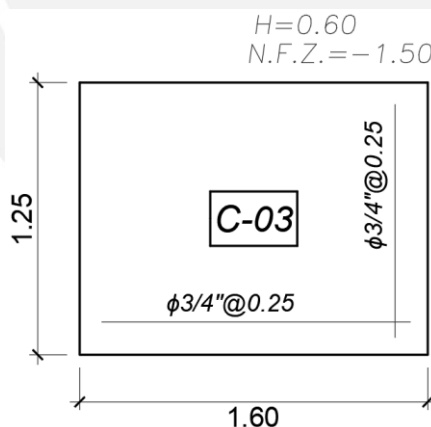


Figura 8. 4. Diseño final de la Z-03

8.7. Ejemplo de diseño – Zapata Combinada Z-04

Las zapatas correspondientes a la placa P-04 (ascensor) y la columna C-05 se superpondrían en caso de ser aisladas. Por ello, se analizará una zapata que contenga a ambos elementos.

Predimensionamiento

Con las fuerzas obtenidas en Etabs, se calcula el área requerida por la zapata:

$$\text{Área requerida} = \frac{(415.5 + 70.52) * 1.05}{40} = 12.76 \text{ cm}^2$$

Entonces, se eligen dimensiones iniciales de 3.60m x 5.80m ($A= 20.88\text{m}^2$) y se considera una altura inicial de 0.80 m.

Verificación de esfuerzos

Se muestran las fuerzas obtenidas del modelo de la edificación en Etabs:

Tabla 8. 2. Cargas axiales y momentos aplicados sobre la zapata combinada Z-04

COMBINADA			
Cargas de gravedad (ton)			
PD	445.410	PL	75.7659
MDyy	0.303	MDxx	7.913
MLyy	-0.303	MLxx	-7.913
Cargas de sismo Positivo (ton)			
PSx	-56.917	PSy	-9.563
MSXyy	-216.958	MSYxx	294.271
Cargas de sismo Negativo (ton)			
PSx	56.917	PSy	9.563
MSXyy	216.958	MSYxx	-294.271

Con estos, se tiene que $P= 523.22$ ton, $M_{xx}= 0.00$ ton-m y $M_{yy}= 0.00$ ton-m.

El centro de la zapata fue definido con base en las fuerzas y momentos actuantes de la placa y columna que soporta. Es decir, está ubicado de manera tal que el efecto de los momentos en dichos elementos respecto al centro se compense; de ahí que tanto M_{xx} como M_{yy} hayan resultado con valores de cero.

La base de la zapata debe presentar esfuerzos inferiores al admisible del suelo. Los máximos y mínimos de dichos valores se deben calcular según las mismas expresiones del ejemplo de zapata aislada; sin embargo, dada la estructura de dichas fórmulas y tomando en cuenta que los momentos en la zapata se compensan, se observa que aquellas fórmulas resultan en un mismo valor, el cual se muestra a continuación:

$$\sigma_{xx} \text{ mín} = \frac{P}{A} = \frac{523.22}{20.88} = 25.06 \text{ ton/m}^2$$

Este valor es menor que $\sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2$, así que se mantiene el tamaño de la zapata. Se verifican también los esfuerzos máximos tomando en cuenta cargas de sismo.

Esfuerzos para sismo

$$\sigma_{xxs} + \text{máx} = 12.77 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \sigma_{yys} + \text{máx} = 31.23 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{xxs} + \text{mín} = 30.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \sigma_{yys} + \text{mín} = 18.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{xxs} - \text{mín} = 37.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \sigma_{yys} - \text{mín} = 18.00 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{xxs} - \text{máx} = 19.29 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \sigma_{yys} - \text{máx} = 33.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Los resultados son menores que $1.3 * \sigma_{adm} = 52 \text{ ton/m}^2$, por lo que las medidas de la zapata aún son apropiadas y se procede con el cálculo del máximo esfuerzo último.

$$\sigma_u \text{ (gravedad)} = 1.5 * 25.06 = 37.59$$

$$\sigma_u \text{ (sismo)} = 1.25 * 37.35 = 46.69$$

Finalmente, el esfuerzo último máximo resulta $\sigma_u = 46.69 \text{ ton/m}^2$.

Verificación por punzonamiento

En este caso se tiene para “d” que $d = 80 - 10 = 70$ cm. Con este valor se delimita el área a analizar.

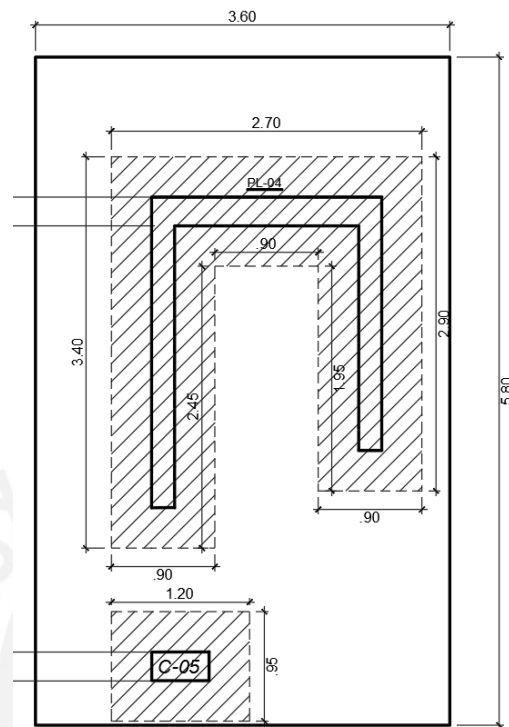


Figura 8. 5. Zona de análisis por punzonamiento en la zapata Z-04

Ya que hay dos elementos sobre la zapata, se analiza por punzonamiento a cada uno.

Columna C-05:

Se observa de la Figura 8.5 que el área es de $A_0 = 1.20 * 0.95 = 1.14 \text{ m}^2$. El perímetro es $b_0 = 2 * (0.95 + 1.20) = 4.30 \text{ m}$. Con estos datos se puede calcular la cortante última.

$$P_u = 1.4 * 108.89 + 1.7 * 21.55 = 189.08 \text{ ton}$$

$$V_u = 189.08 - 46.69 * 1.14 = 135.85 \text{ ton}$$

Se realiza también el cálculo de la resistencia a cortante, el menor de aquellos 3 valores calculados es:

$$V_c = 1.06 * \sqrt{210} * 4.30 * 0.70 * 10 = 462.36 \text{ ton}$$

Finalmente, se comprueba que $V_u \leq \phi V_c$:

$$\phi V_c = 0.85 * 462.36 = 393.01$$

$$V_u = 135.85 \text{ ton} \leq 393.01 \text{ ton} = \phi V_c$$

Se concluye que el peralte elegido para la zapata (80 cm) permite evitar el fallo por punzonamiento.

Placa P-04:

El área es de $A_0 = 6.525 \text{ m}^2$. El perímetro es $b_0 = 16.10 \text{ m}$. Con ello se calcula la cortante última:

$$P_u = 1.4 * 306.61 + 1.7 * 48.97 = 512.50 \text{ ton}$$

$$V_u = 512.50 - 46.69 * 6.525 = 207.85 \text{ ton}$$

Se calcula la resistencia a cortante de la sección analizada, siendo el menor de los 3 valores calculados el siguiente:

$$V_c = 1.06 * \sqrt{210} * 16.10 * 0.70 * 10 = 1731.17 \text{ ton}$$

Finalmente, se comprueba que $V_u \leq \phi V_c$:

$$\phi V_c = 0.85 * 1731.17 = 1471.49 \text{ ton}$$

$$V_u = 207.85 \text{ ton} \leq 1471.49 \text{ ton} = \phi V_c$$

Se concluye que el peralte elegido para la zapata (80 cm) permite evitar el fallo por punzonamiento.

Verificación por corte

Al tratarse de una zapata combinada, se verifica el corte tomando como referencia los dos elementos estructurales que se ubican sobre ella. En la imagen se observan los límites medidos a $d = 70\text{cm}$ de las caras de los elementos verticales, por lo que se analizan las áreas sombreadas en dirección X e Y.

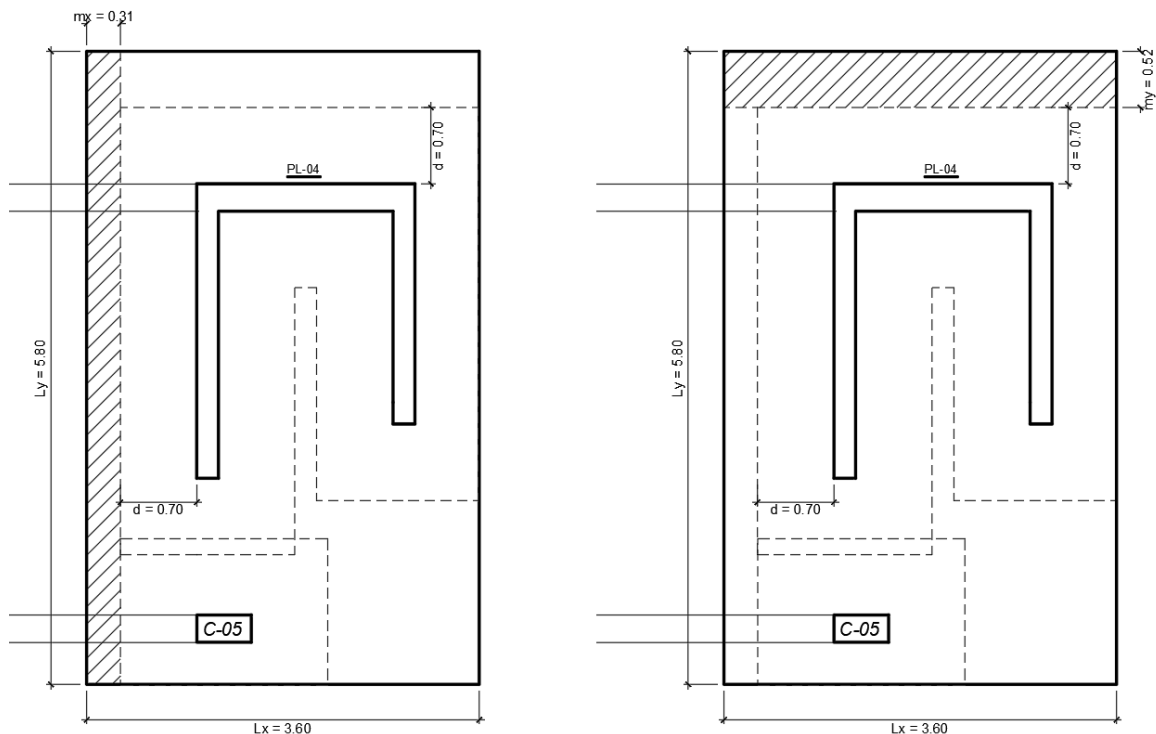


Figura 8. 6. Volados en la zapata Z.04 y zona de análisis por corte

Para la dirección en X:

$$V_u = 0.31 * 5.8 * 46.69 = 83.95 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 5.8 * 0.70 * 10 = 265.05 \text{ ton}$$

Se comprueba que $V_u = 83.95 \text{ ton} \leq \phi V_c = 265.05 \text{ ton}$.

Para la dirección en Y:

$$V_u = 0.52 * 3.6 * 46.69 = 87.40 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 3.6 * 0.70 * 10 = 164.51 \text{ ton}$$

Se comprueba que $V_u = 87.40 \text{ ton} \leq \phi V_c = 164.51 \text{ ton}$.

Diseño por flexión

Se muestran las zonas de la zapata a analizar:

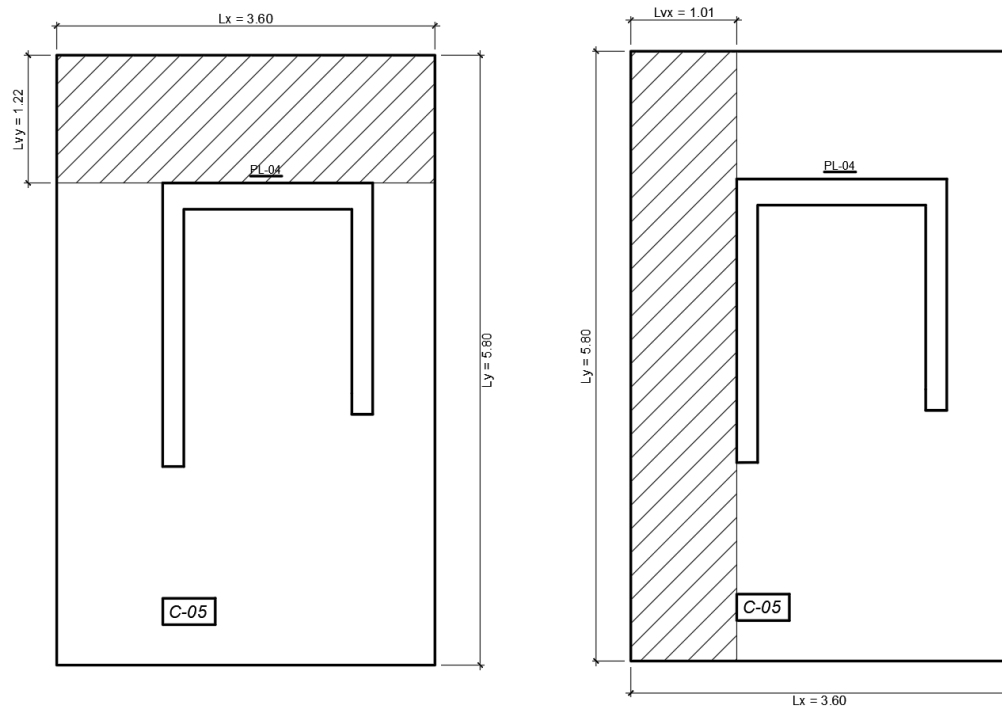


Figura 8. 7. Áreas en voladizo en la zapata Z-04

Los valores de los momentos últimos en los volados de la zapata son:

$$M_{ux} = \frac{46.69 * 1 * 1.01^2}{2} = 23.81 \text{ ton.m/m}$$

$$M_{uy} = \frac{46.69 * 1 * 1.22^2}{2} = 34.75 \text{ ton.m/m}$$

Con estos valores de momento obtenidos y mediante las expresiones (4.3) y (4.2), los aceros requeridos para cada dirección son los siguientes:

$$A_s x = 9.14 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_s y = 13.44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se verifica si estos valores son mayores que el acero mínimo.

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 * 100 * 80 = 14.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como el acero mínimo es mayor que el obtenido según cálculo en ambas direcciones, se usa dicho valor para el diseño final. La distribución final será de $\phi 3/4'' @ 20\text{cm}$ en X y en Y, ya que en un metro de ancho se tendría $2.84 * 1 / 0.20 = 14.2 \text{ cm}^2 \approx 14.4 \text{ cm}^2$.

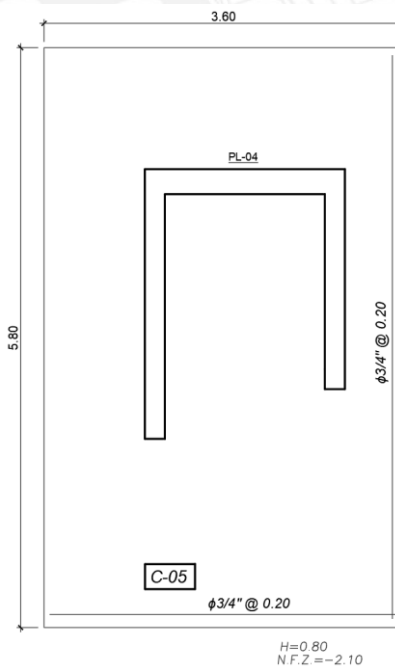


Figura 8. 8. Diseño final de la zapata Z-04

8.8. Viga de Cimentación

Es un tipo de elemento que vincula las zapatas entre sí, con el propósito de tomar parte de los momentos generados en ellas y otorgarles mayor estabilidad. Al tratarse de este tipo de vigas, se espera que estas se encuentren sometidas a momentos y fuerzas cortantes con un valor alto. Debido a ello, se elige un peralte de 1m para las mismas.

Diseño por flexión

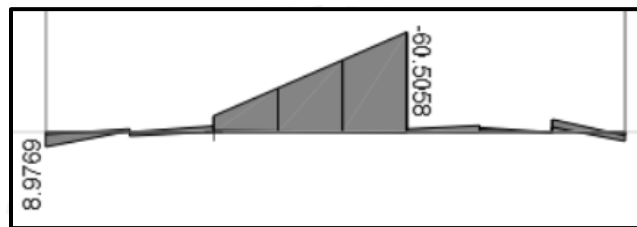


Figura 8. 9. DMF en la viga VC-01

El valor de Mu es 60.51 ton.m y este se da a la cara de la zapata. Según las ecuaciones (4.3) y (4.2) se obtiene el acero que dicho momento requiere.

$$a = 90 - \sqrt{90^2 - \frac{2 * |60.51 * 10^5|}{0.9 * 0.85 * 210 * 30}} = 15.24 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{60.51 * 10^5}{0.9 * 4200 * (90 - \frac{15.24}{2})} = 19.43 \text{ cm}^2$$

Con el valor recién obtenido pueden tomarse como acero corrido superior cuatro barras de 1" (20.4 cm²). El acero corrido inferior será de 2 barras de 1", dado que, aunque los momentos positivos en la viga no exigen dicho armado, se considera que el diámetro de la barra debe ser similar al armado superior.

Diseño por corte



Figura 8. 10. DFC en la viga VC-01

Con la fórmula (5.3.3) se obtiene el aporte por parte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 90 = 17.63 \text{ ton}$$

El valor recién obtenido se compara con el valor de cortante última que se observa en la Figura 8.10, $V_u = 44.43 \text{ ton}$. Puede notarse que $\phi V_c < V_u$, por lo que son necesarios estribos, los cuales serán calculados como se muestra:

$$V_s = \frac{44.43}{0.85} - 17.63 = 34.64 \text{ ton}$$

Se consideran estribos de 3/8" ($A_s = 0.71 \text{ cm}^2$) y se calcula el espaciamiento requerido:

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 90}{34640} = 15.5 \text{ cm}$$

Con ello, es adecuado el uso de estribos de 3/8" a cada 15 cm. La distribución final de estos es la siguiente: 1@0.05, Rto. @ 0.15 c/ext.

Refuerzo superficial:

La Norma E.060 indica que para peraltes mayores a 90cm, es necesario incluir refuerzo longitudinal, la cual debe distribuirse en las caras laterales de la viga.

$$s \leq 300mm$$

$$s \leq 380 * \left(\frac{250}{f_s} \right) - 2.5 * C_c$$

$$s \leq 300 * \left(\frac{250}{f_s} \right)$$

Donde:

f_s : esfuerzo en el acero principal de flexión

C_c : Menor distancia medida desde la superficie del refuerzo a la cara lateral de la viga

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 * d * A_s)}$$

$$f_s = \frac{29.52 * 10^5}{(0.9 * 90 * 20.4)} = 1786.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 6\text{cm}$$

Con estos valores, se procede a calcular los espaciamientos indicados en la norma:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 380 * \left(\frac{250}{1786.49} \right) - 2.5 * 6 = 38.18 \text{ cm}$$

$$s \leq 300 * \left(\frac{250}{1786.49} \right) = 41.98 \text{ cm}$$

Es así que el espaciamiento elegido es de 30cm. El diámetro es de 3/4", debido a que es el más próximo al de los aceros obtenidos en las caras de la viga.

Se muestra el diseño final de la VC-01:

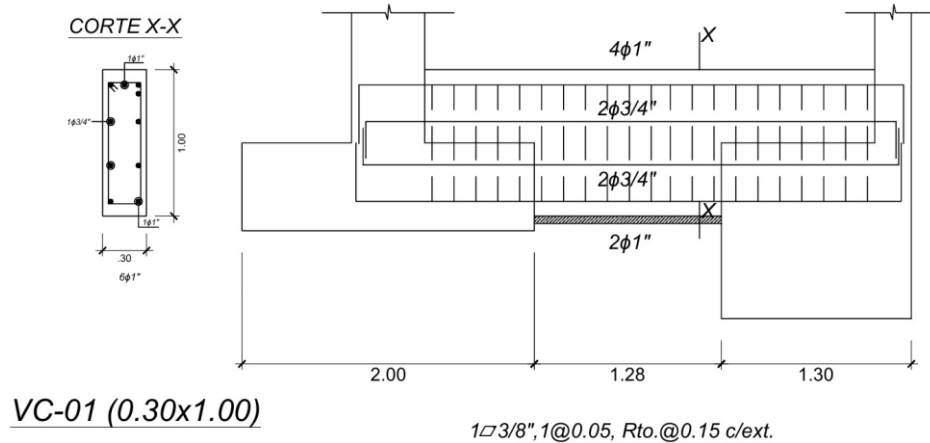


Figura 8. 11. Diseño final de VC-01

CAPÍTULO IX. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

9.1. Diseño de escalera

La escalera tiene 16 escalones distribuidos en tres tramos. Dada la altura entre niveles de piso terminado de 2.80 m, se tiene un contrapaso de 0.175 m. El RNE indica en su artículo 29 que el paso y contrapaso obedecen lo siguiente:

$$60 \text{ cm} \leq 2 * \text{Contrapaso} + \text{Paso} \leq 64 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} \leq \text{Paso} , 18 \geq \text{Contrapaso}$$

Se le asigna una longitud de 25 cm al paso y la garganta de la escalera se plantea en 15 cm.

Metrado de los escalones

- Carga muerta:

$$W_{pp} = \gamma * \left(\frac{C_p}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{C_p}{p} \right)^2} \right) = 0.65 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} , \quad W_{p.term} = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

- Carga viva:

$$W_{cv} = 0.20 \text{ ton/m}^2.$$

- Carga última

$$W_u = 1.39 \text{ ton/m}^2$$

Metrado del descanso de la escalera

- Carga muerta

$$W_{pp} = 0.18 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.432 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{p.term} = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

- Carga viva

$$W_{cv} = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

- Carga última

$$W_u = 1.085 \text{ ton/m}^2$$

Diseño por flexión

Se considera un metro de ancho para el análisis de un tramo de escalera. Se modeló el elemento en ETABS considerando sus extremos como apoyos simples.

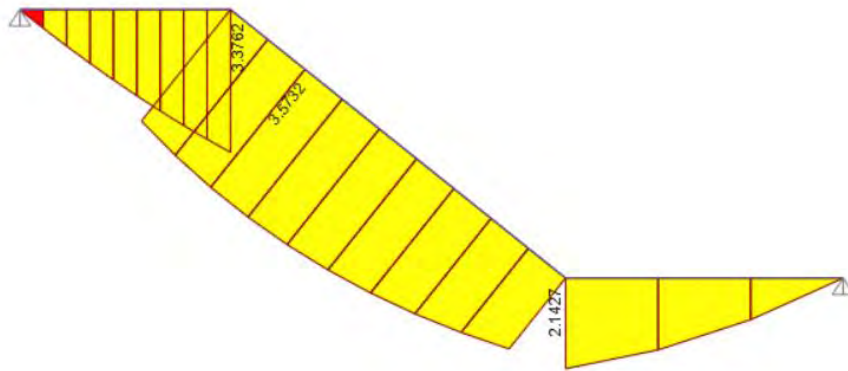


Figura 9. 1. Diagrama de momento último de escalera

En el cálculo de acero, se asume que la escalera actúa como una losa, entonces:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$M_u = 3.57 \text{ ton} - m, a = 2.02 \text{ cm}, A_s = 8.59 \text{ cm}^2$$

Es así que el acero positivo instalado será de $\phi 1/2'' @ 15\text{cm}$, de manera que en 1m de ancho de escalera se tenga $1.29 \text{ cm}^2 * \frac{100}{15} = 8.6 \text{ cm}^2$. Mientras que el acero negativo tomará su valor mínimo, es decir $\phi 3/8'' @ 25 \text{ cm}$.

Diseño por corte

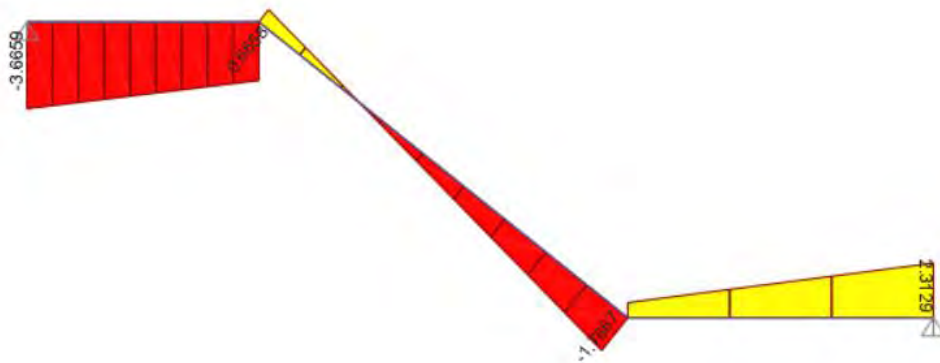


Figura 9. 2. Diagrama de fuerza cortante última de escalera

Se tiene el siguiente valor para la capacidad del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12 = 7.83 \text{ ton}$$

La cortante máxima obtenida es 3.7 ton, cumpliéndose $\phi V_c > V_u$.

Diseño final

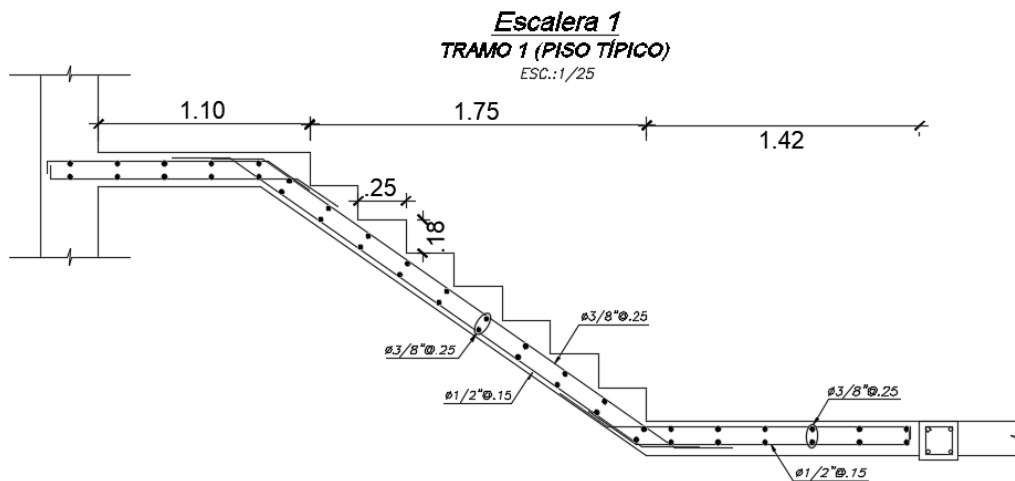


Figura 9. 3. Diseño final de escalera (tramo 1 – piso típico)

9.2. Diseño de cisterna

El proyecto presenta una cisterna para uso doméstico con una capacidad de 15.7 m^3 , volumen calculado según la Norma Técnica I.S.010.

El diseño y análisis estructural se basarán en los criterios de la norma ACI 350 para estructuras expuestas a líquidos y en la normativa peruana vigente. De acuerdo con esto, los muros tendrán un espesor de 20 cm, una cuantía mínima de acero de 0.003 y $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

El metrado y fuerzas actuantes se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 9. 1. Metrado de cargas de cisterna

Losas de techo de cisterna	
Peso propio (h=0.20m)	0.48 ton/m ²
Piso terminado	0.1 ton/m ²
S/C carga viva	0.2 ton/m ²

Muro de cisterna	
Ángulo de fricción (ϕ)	35 °
γ suelo	1.8 ton/m ³
γ agua	1 ton/m ³
K0 (reposo)	0.426
Ea u suelo	4.04 ton/m por ml
Ea u agua	4.34 ton/m por ml

Losas de fondo de cisterna	
Peso propio (h=0.20 m)	0.48 ton/m ²
S/C limpieza o mantenimiento	0.2 ton/m ²
Peso agua	2.25 ton/m ²

Tabla 9. 2. Momento últimos y acero de refuerzo de losa superior

	M (ton-m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As instalado (cm ²)	Acero final	ϕ Mn (ton-m)
Mu xx+	0.292	0.080	0.455	2.84	3/8" @ 0.25 m	1.798
Mu xx-	0.236	0.065	0.368	2.84	3/8" @ 0.25 m	1.798
Mu yy+	0.276	0.076	0.431	2.84	3/8" @ 0.25 m	1.798
Mu yy-	0.211	0.058	0.328	2.84	3/8" @ 0.25 m	1.798

Tabla 9. 3. Momento últimos y acero de refuerzo de muro de la cisterna

		Mu (ton-m)	a (cm)	As requerido (cm ²)	As instalado (cm ²)	Acero final	ϕ Mn (ton-m)
Plano XZ	Mu+	0.288	0.090	0.509	3.55	3/8" @ 0.20 m	1.971
	Mu-	0.491	0.154	0.871			
Plano YZ	Mu+	0.296	0.092	0.462			
	Mu-	0.548	0.172	0.857			

Se presenta la armadura final de las losas y muro de la cisterna:

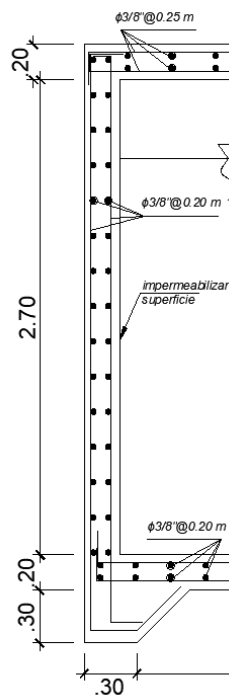


Figura 9. 4. Corte de cisterna ACI con armadura de refuerzo instalado

9.3.Diseño de tabiquería

Los tabiques y parapetos son considerados elementos no estructurales para la edificación en estudio, ya que su función principal será la de dividir los ambientes del edificio; sin embargo, se verificará que estos elementos puedan soportar su peso propio y los efectos de las cargas de sismo.

La Norma E.030 (2018) señala en su artículo 6.3 la fuerza sísmica horizontal con la que se debe diseñar la tabiquería:

$$F = \frac{F_i}{P_i} * C_1 * P_e$$

Donde:

F_i = Fuerza lateral en el nivel i

P_i = Peso del nivel i

C_1 = coeficiente según la Tabla 12 de la E.030 ($C_1= 2$ para tabiques dentro de una edificación y $C_1= 3$ para parapetos)

P_e = Peso propio del elemento por área

Además, según el artículo 6.4 de la Norma E.030 (2018), la fuerza mínima horizontal en cualquier piso será de:

$$0.5 * Z * U * S * P_e$$

Donde Z, U y S corresponden a los parámetros establecidos en el capítulo III.

El artículo 4.5.3 de la Norma E.030 (2018) indica que la distribución de fuerzas en altura puede ser calculado según la cortante basal estática multiplicada por el siguiente parámetro:

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde $k=1$ para periodos menores o iguales a 0.5 segundos. Se presenta la fuerza de diseño para la tabiquería:

Tabla 9. 4. Fuerza de diseño de tabiquería

Piso	$F_i/P_i * C_1 * P_e$ (ton/m ²)	$0.5Z * U * S * P_e$ (ton/m ²)	Fuerza de diseño (ton/m ²)
T8	0.299	0.102	0.299
T7	0.262		0.262
T6	0.224		0.224
T5	0.187		0.187
T4	0.150		0.150
T3	0.112		0.112
T2	0.075		0.102
T1	0.037		0.102

Se considerará la mayor fuerza de diseño para la verificación de esfuerzos en el muro de albañilería. En el diseño, mediante el método de esfuerzos admisibles, se deberá multiplicar por 0.8 la fuerza sísmica de diseño.

$$w = 0.8 * F_{diseño} = 0.239 \text{ ton/m}^2$$

Verificación de esfuerzo admisible en muro de albañilería

Para la edificación en estudio, se define un paño típico de 2.80 m de longitud y 2 m de altura libre. Además, se cuentan con tabiques de 15 y 25 cm de grosor, para el ejemplo se verificará el esfuerzo en los muros de 25 cm.

$$Pe = e_{ladrillo} * \gamma_{ladrillo} + e_{tarrajeo} * \gamma_{tarrajeo}$$

$$Pe = 0.23 * 1800 + 0.02 * 2000 = 0.454 \text{ ton/m}^2$$

El artículo 68 del Proyecto de Norma E.070 (2019) define el cálculo del momento flector del muro; además, la tabla 23 del mismo artículo brinda los valores de los coeficientes “m” según la cantidad de bordes arriostrados. En este caso, el muro trabaja con los 4 bordes arriostrados, por lo que se tienen los siguientes valores:

$$\frac{b}{a} = \frac{2.8}{2} = 1.4 \text{ m} \rightarrow m = 0.0755$$

$$Ms = m * w * a^2 = 0.0723 \text{ ton} - \text{m/m}$$

Por último, se obtiene el esfuerzo normal que produce el momento flector y se compara que este sea inferior al esfuerzo admisible de 1.5 kg/cm² (15 ton/m²) definido por norma:

$$fm = 6 * \frac{Ms}{t^2} = 6 * \frac{0.0723}{0.23^2} = 8.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

En base a los resultados, se tiene que las dimensiones del muro cumplen con lo solicitado por la norma.

Diseño de viga solera

Para este diseño, se escogió una sección preliminar de 0.25 x 0.25 m. Esta estará sometida a la fuerza horizontal producto de su propio peso y al área tributaria del muro; además, dichas cargas serán amplificadas por el factor de 1.25.

- Fuerza debido al peso propio

$$w_{pp} = 1.25 * \frac{F_i}{P_i} * C1 * \text{Peso de la viga}$$

$$w_{pp} = 1.25 * \frac{63.90}{193.92} * 2 * 2.4 * 0.25 * 0.25 = 0.1236 \text{ ton/m}$$

- Fuerza debido al área tributaria del muro (trapecio)

$$w_{muro} = 1.25 * \frac{a}{2} * w = 1.25 * \frac{2}{2} * 0.239 = 0.299 \text{ ton/m}$$

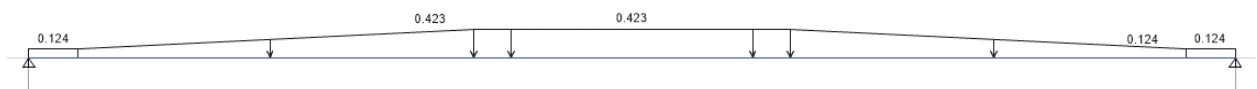


Figura 9. 5. Cargas actuantes en viga solera

De la figura 9.5:

$$Vu = 0.4578 \text{ ton}, Mu = 0.4207 \text{ ton} - m$$

El concreto de los elementos de confinamiento será de $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$, por lo que se obtiene la siguiente resistencia a cortante:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{175} * 25 * 21 = 3.13 \text{ ton}$$

Se tiene que $\phi V_c > V_u$, por lo que se colocarán estribos mínimos: $6\text{mm}\phi: 1@0.05, 4@0.10, \text{Rto. } @0.25 \text{ m}$

Respecto a la resistencia a flexión, se tienen los siguientes resultados:

Tabla 9. 5. Diseño por flexión de la viga solera

As min	1.15 cm ²
d	21 cm
a	0.61 cm ²
As requerido	0.54 cm ²
As colocado	2 de 3/8"
ϕM_n	1.08 ton-m

El diseño final es el siguiente:

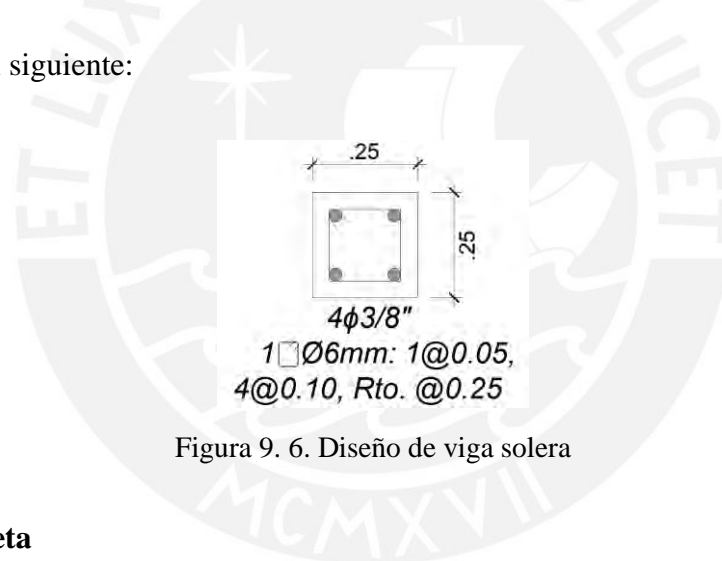


Figura 9. 6. Diseño de viga solera

Diseño de columneta

Para este diseño, se escogió una sección preliminar de 0.25 x 0.25 m. Esta estará sometida a la fuerza horizontal producida por el peso propio de la viga y el área tributaria del muro. Además, el elemento recibirá una fuerza puntual debido a la viga solera que se apoya sobre este. Estas fuerzas se multiplican por 2 debido a que se considera el caso más crítico que es cuando la columneta está entre 2 muros.

- Fuerza debido al peso propio

$$w_{pp} = 1.25 * \frac{Fi}{Pi} * C1 * \text{Peso de la viga}$$

$$w_{pp} = 1.25 * \frac{63.90}{193.92} * 2 * 2.4 * 0.25 * 0.25 = 0.1236 \text{ ton/m}$$

- Fuerza debido al área tributaria del muro (triangular)

$$w_{muro} = 1.25 * 2 * \frac{a}{2} * w = 1.25 * 2 * 0.239 = 0.5984 \text{ ton/m}$$

- Fuerza puntual

$$F = 2 * Vu \text{ viga} = 0.9156 \text{ ton}$$

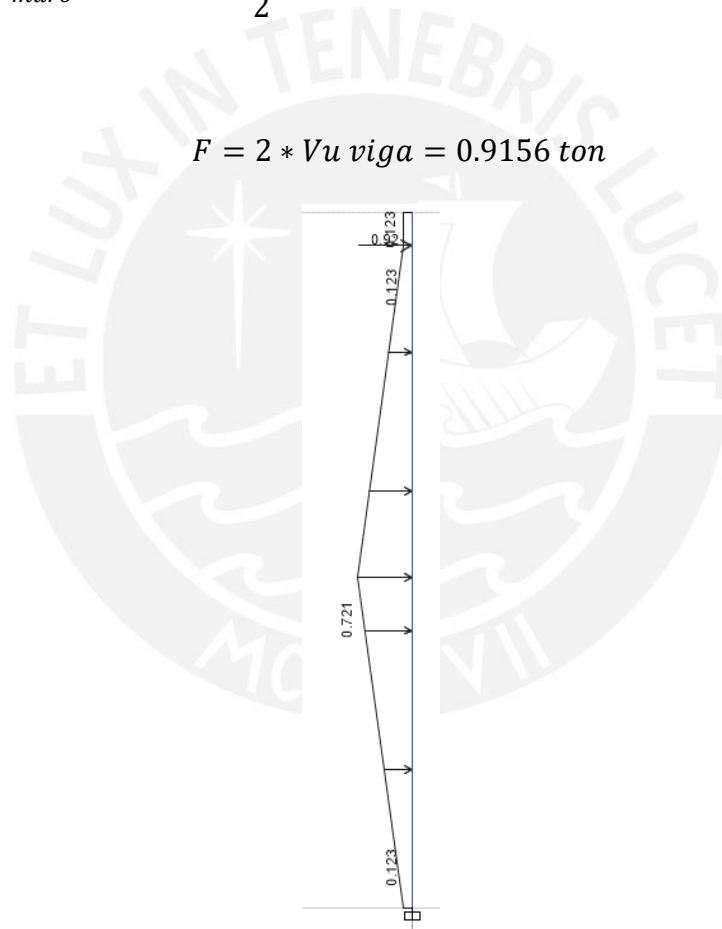


Figura 9. 7. Fuerzas actuantes en columneta

Como se observa en la figura anterior, la columneta trabaja como una viga en volado. Se obtienen los valores señalados:

$$V_u = 1.772 \text{ ton}, M_u = 2.7 \text{ ton} - m$$

Dado que las dimensiones de la sección son iguales a las de la viga solera, se tiene el mismo valor de $\Phi V_c = 3.13 \text{ ton}$, el cual supera la cortante última, por lo que se colocarán estribos mínimos: $6\text{mm}\varnothing: 1@0.05, 4@0.10, \text{Rto. } @0.25 \text{ m}$.

Respecto a la resistencia a flexión, se tienen los siguientes resultados:

Tabla 9. 6. Diseño por flexión de la columneta

As min	1.15 cm ²
d	21 cm
a	4.28 cm ²
As requerido	3.79 cm ²
As colocado	3 de 1/2"
$\varnothing M_n$	2.75 ton-m

Finalmente, se tiene el siguiente diseño final:

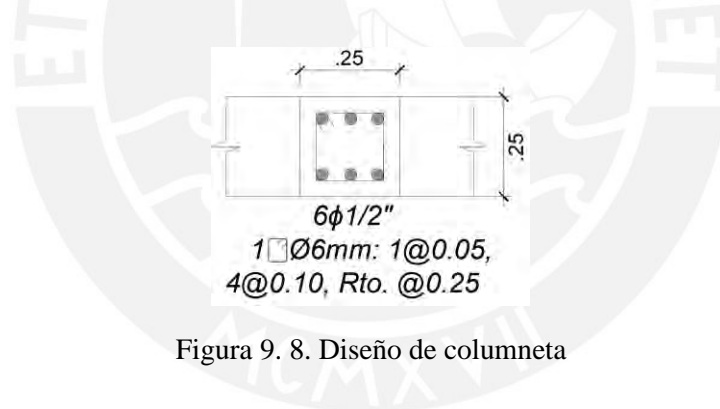


Figura 9. 8. Diseño de columneta

CAPÍTULO X. METRADO DE MATERIALES

El metrado de materiales permite evaluar, mediante la comparación de ratios de proyectos similares, si el diseño estructural presenta un contenido de acero adecuado, deficiente o excesivo. Se considerarán las partidas de concreto (m³), encofrado (m²) y acero (kg). A partir de estos datos, se calcularán los ratios de concreto y acero por metro cuadrado del área techada total de la edificación, la cual es de **1,567.2 m²** para la presente edificación.

A continuación, se presentan los metrados por cada elemento estructural:

Tabla 10. 1. Medrado de materiales por elemento estructural

	Losas aligeradas	Losas macizas	Vigas peraltadas	Vigas chatas	Columnas	Placas	Cimentación	Escalera
Concreto (m ³)	90.77	12.40	97.77	6.83	25.05	217.62	116.56	16.87
Encofrado (m ²)	1,034.17	140.81	615.71	34.16	229.50	965.20	0.00	182.51
Acero (kg)	2,845.27	1,011.29	12,870.68	1,128.02	4,749.81	23,046.10	6,058.78	1,572.66

Para realizar el análisis comparativo, se consideraron los ratios de dos edificaciones similares. La primera es un edificio multifamiliar de 7 pisos, sin sótanos, perteneciente al distrito de Miraflores, sobre suelo tipo S1, con un área techada de 1,780 m². La segunda edificación es un edificio multifamiliar de 8 pisos, también sin sótanos, ubicado en el mismo distrito y con las mismas características de suelo tipo S1, pero con un área techada de 2,402 m².

Tabla 10. 2. Comparación de ratios obtenidos

Ratio	Edificación en estudio	Edificio en Miraflores de 7 pisos	Edificio en Miraflores de 8 pisos
Ratio concreto / área techada (m ³ /m ²)	0.3	0.3	0.34
Ratio encofrado / área techada (m ² /m ²)	2.04	2.47	2.20
Ratio acero/ área techada (kg/m ²)	33.98	24.2	28.94

Se observa que el edificio en estudio tiene un mayor ratio de acero por área techada en comparación con los edificios de referencia. Esto se debe a la ubicación perimetral de las placas, donde las demandas de cortante son más elevadas, requiriendo así una mayor cantidad de acero. Además, se consideran vigas peraltadas entre las placas, las cuales también incrementan la cuantía de acero necesaria. Por otro lado, las zapatas en el perímetro se encuentran más esforzadas debido a la presencia de las placas mencionadas.

Respecto, a los ratios de concreto y encofrado por área techada, se tienen valores similares a los proyectos en comparación.

CAPÍTULO XI. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El diseño de la edificación satisface los lineamientos de la Norma E.030 y E.060. En ambas direcciones, se cuenta con un control de derivas adecuado (<0.007). siendo la deriva máxima 0.00383 en X y 0.00346 en Y.

Las derivas obtenidas son aproximadamente un 50% menores que el límite máximo permisible, debido a la presencia de placas estructurales que aportan una mayor rigidez al sistema. Al realizar el análisis sísmico, estas placas fueron estratégicamente distribuidas para evitar la aparición de torsión en la edificación, la cual se presentaba por la forma y distribución de la planta. Se evitó tener irregularidades, ya que esto castigaría a la estructura incrementando su cortante basal.

El diseño de una edificación busca dotar de rigidez a la estructura con el objetivo de limitar los desplazamientos horizontales y se tenga un buen desempeño luego de ocurrir un sismo.

Los modelos elaborados fueron orientados a los resultados que se esperaba obtener de los mismos. Por ejemplo, en el análisis por cargas de gravedad se utilizó un modelo con elementos verticales rigidizados mediante un factor de área, de forma que no se presenten asentamientos en estos y se eviten momentos positivos en los extremos de viga. Por otro lado, para el análisis sísmico se tiene un modelo sin dicho factor, ya que este reflejaría resultados incorrectos, como derivas menores a las reales.

Se realizaron diseños por grupos para los elementos estructurales según el piso en el que se encuentren, ya que las cargas disminuyen en los pisos superiores. En este sentido, resultaría innecesario colocar la misma cantidad de acero en todos los niveles.

Si bien algunos diseños finales de los elementos estructurales contienen dimensiones diferentes a las obtenidas según los criterios de predimensionamiento, estos últimos fueron adecuados como punto de partida. Se definieron las secciones finales de los elementos en función de las cargas solicitadas, así como también con la finalidad de uniformizar la fase constructiva, como en el caso del peralte en el fondo de vigas y losas.

Respecto a las vigas, el efecto de sismo es más predominante mientras menor sea la longitud de estas. Por ello, en vigas cortas como la VG-06 y la VG-09, ubicadas entre placas, se presenta una mayor demanda de acero de refuerzo, lo cual se observa en los resultados del diseño por capacidad.

Las cargas a las que están sometidas las placas exigen núcleos con gran cantidad de acero. Las placas ubicadas en las esquinas, por ejemplo, cuyo tramo en el eje Y es completamente parte del núcleo, se encuentran conectadas justamente con las vigas cortas mencionadas, por lo que se les transmiten fuerzas y momentos elevados que exigen las cantidades de acero indicadas en el diseño de las placas. Además, es fundamental evaluar la necesidad de núcleos de confinamiento en una placa, debido a que estos soportarán los esfuerzos de compresión o tracción generados durante un evento sísmico.

Se determinó la necesidad de colocar falsas zapatas en la cimentación próxima a la cisterna, debido a que esta presenta una cota de fondo mayor. Al igualar la cota de cimentación mediante las falsas zapatas, se evita la generación de esfuerzos adicionales sobre el muro de la cisterna, ya que este se

encontraba dentro de la zona de influencia del bulbo de presiones generado por las zapatas adyacentes.

Debido al área de terreno delimitada para la edificación, se requirió tener zapatas excéntricas, por lo que se diseñó una zapata que agrupa los elementos perimetrales. Además, esta se conecta mediante vigas de cimentación a algunas zapatas centrales, con lo cual se logran soportar los altos valores de momento transmitidos por la zapata perimetral.

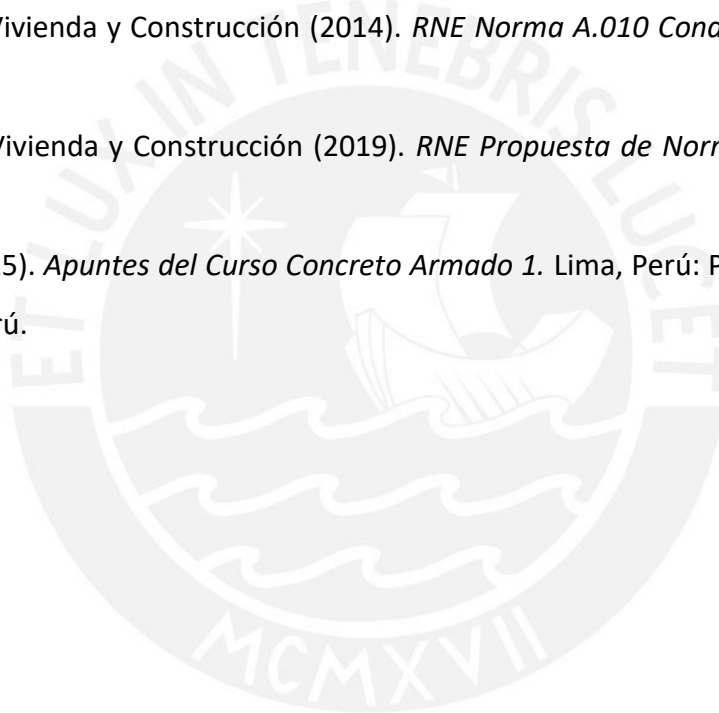
Los metrados realizados, a través de los ratios de concreto, y encofrado, indican que la cantidad de material a utilizar en la edificación es similar a la de otras del mismo tipo, por lo cual se concluye que no existe exceso en su uso. Sin embargo, se obtuvo un ratio de acero mayor al esperado. Respecto a ello se menciona que se tiene mayor incidencia en las placas y vigas, esto debido a que como se mencionó anteriormente, la edificación cuenta con vigas cortas ubicadas entre placas, además, la mayoría de placas se encuentra en el borde de la edificación.

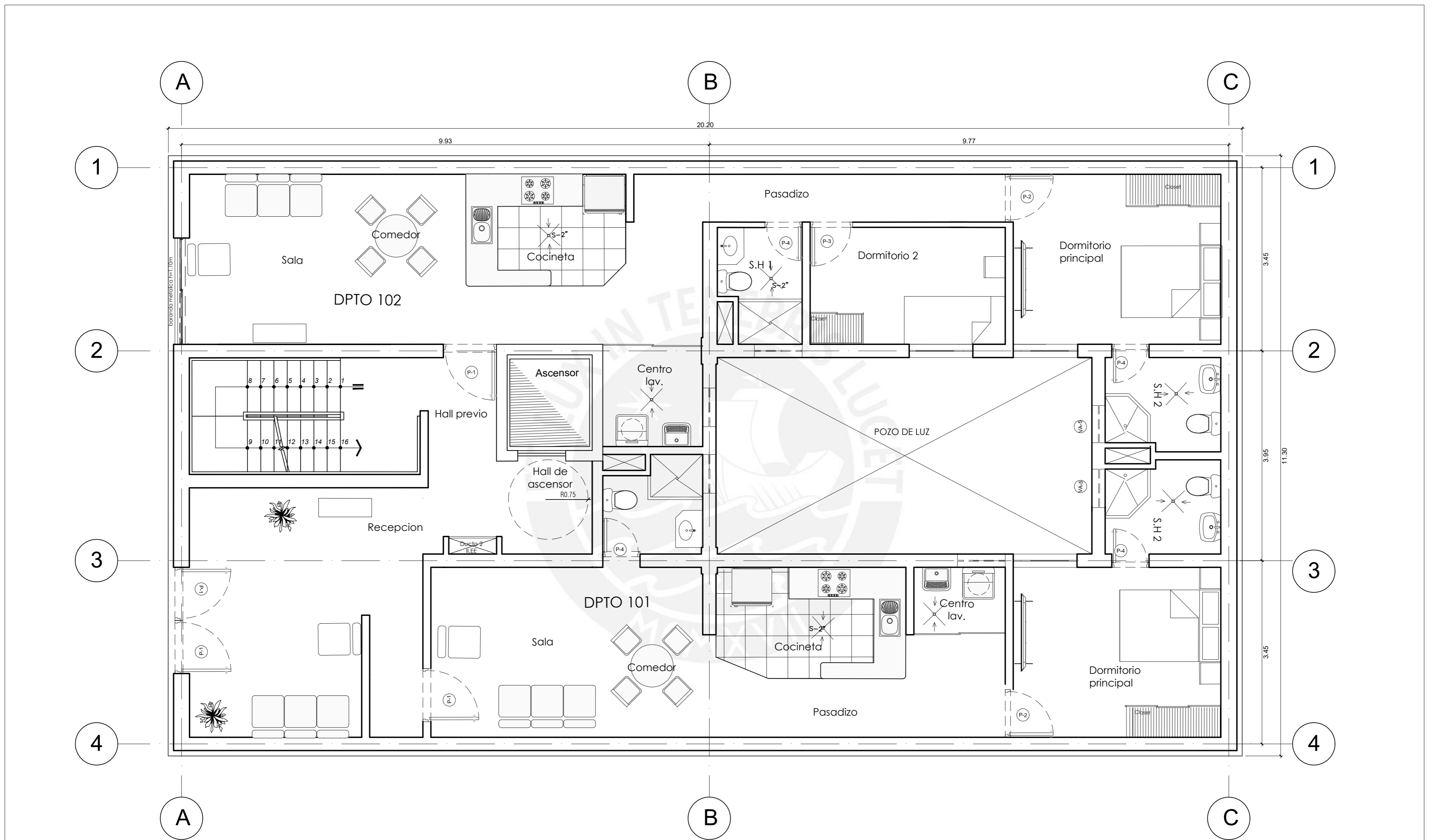
Respecto a los elementos que no realizarán algún aporte estructural a la edificación, tales como los tabiques, estos deben ubicarse de manera separada a los elementos que sí lo hagan, tales como vigas (el fondo de estas) o columnas.


BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS

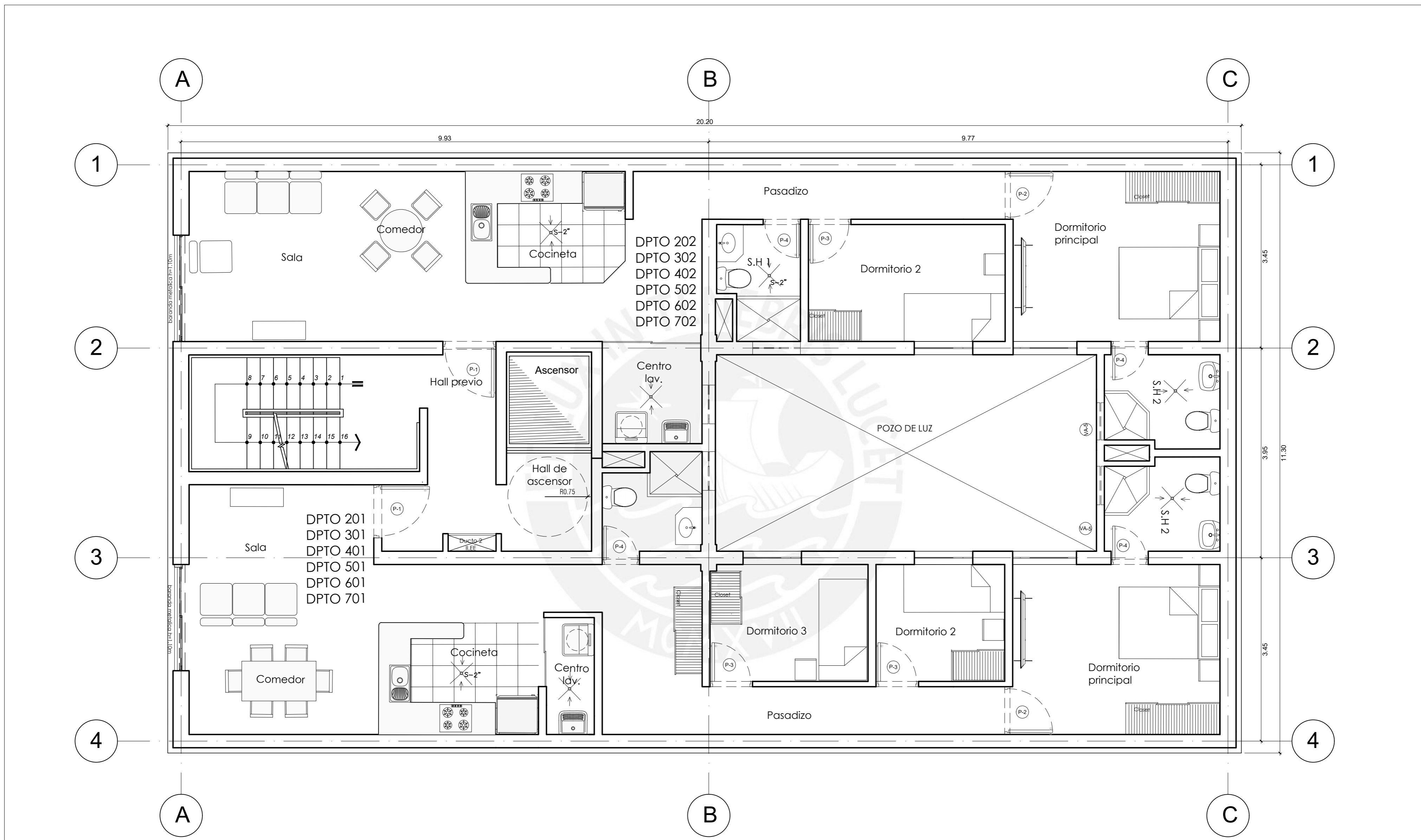
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú
- Guillen, G & Salazar, J (2020). *Diseño estructural de edificio multifamiliar de concreto armado*. [Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil]. Pontificia Universidad Católica del Perú. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/16826>


- Liñan, D & Pasco, H (2024). *Diseño estructural, metrados y ratios de un edificio de concreto armado de 8 pisos*. [Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil]. Pontificia Universidad Católica del Perú. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/27860>
- Ministerio de Vivienda y Construcción (2006). *RNE Norma E.020 Cargas*. Lima: SENCICO
- Ministerio de Vivienda y Construcción (2018). *RNE Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima: SENCICO
- Ministerio de Vivienda y Construcción (2009). *RNE Norma E.060 Concreto Armado*. Lima: SENCICO
- Ministerio de Vivienda y Construcción (2014). *RNE Norma A.010 Condiciones Generales de Diseño*. Lima.
- Ministerio de Vivienda y Construcción (2019). *RNE Propuesta de Norma E.070 Albañilería*. Lima: SENCICO
- Ottazzi, G. (2015). *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.



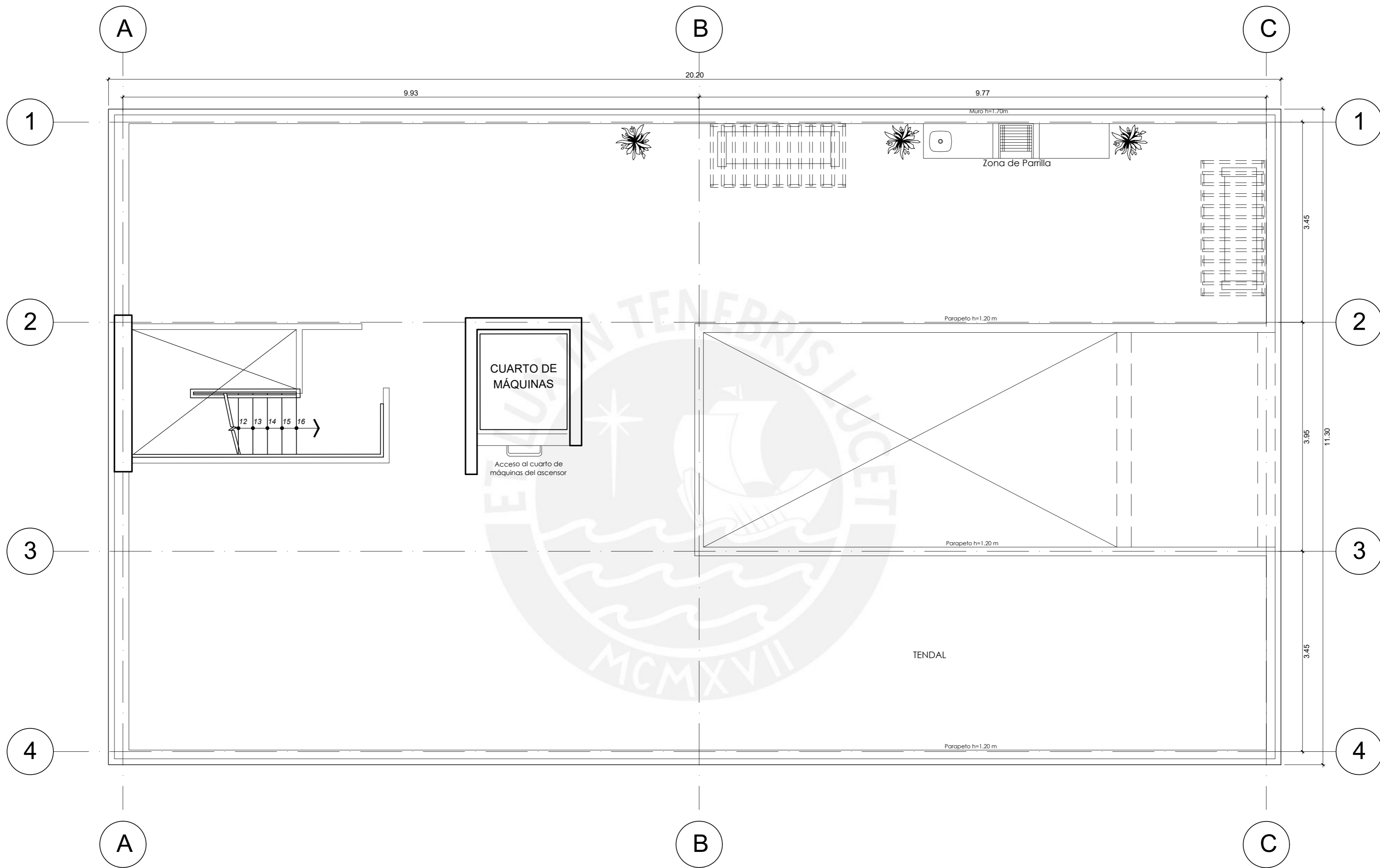


 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN PUEBLO LIBRE		A-01
	PLANO:	PLANTA PRIMER PISO		
	ESCALA:	1/50	FECHA:	

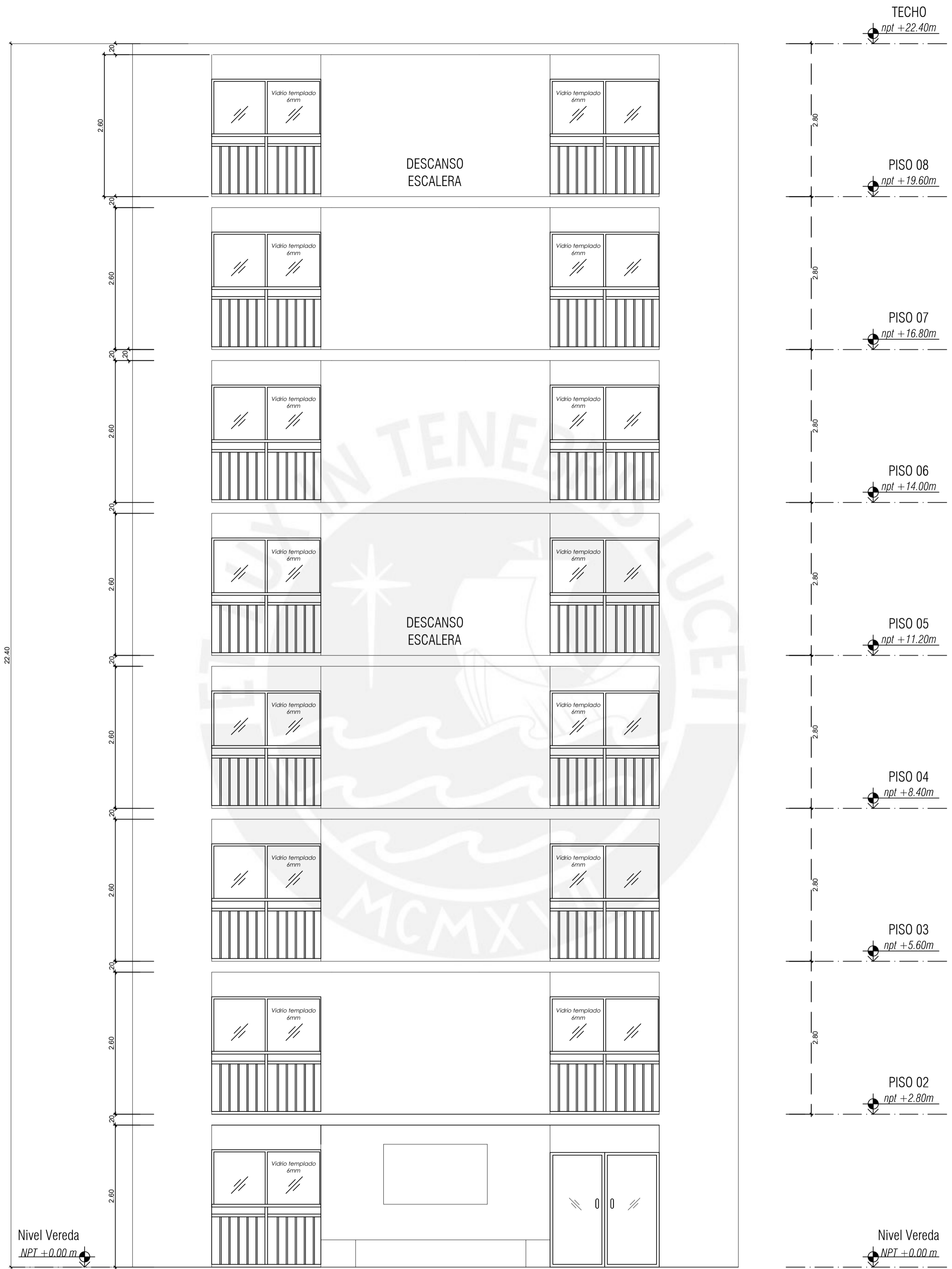


 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN PUEBLO LIBRE	
	PLANO:	PLANTA TIPICA	
	ESCALA:	1/50	FECHA:


A-02

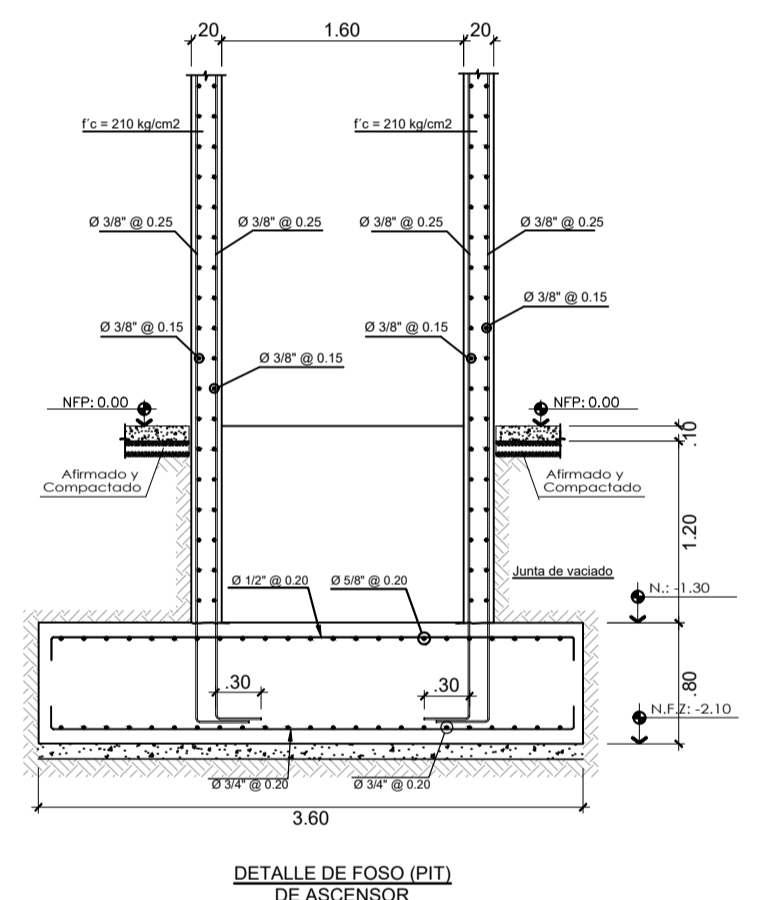
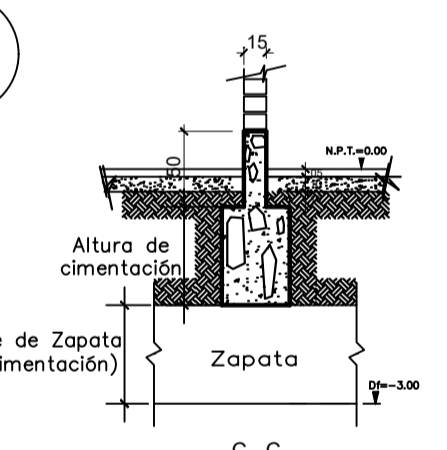
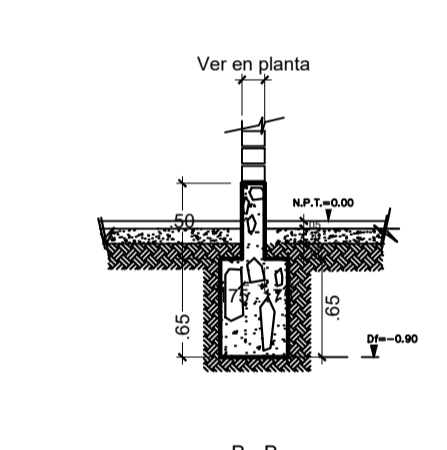
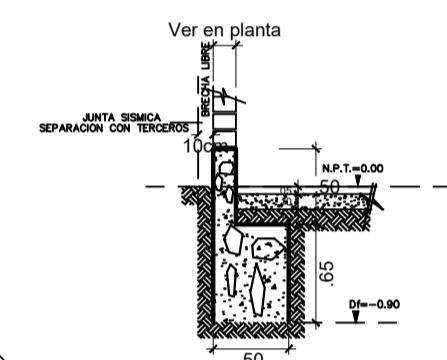
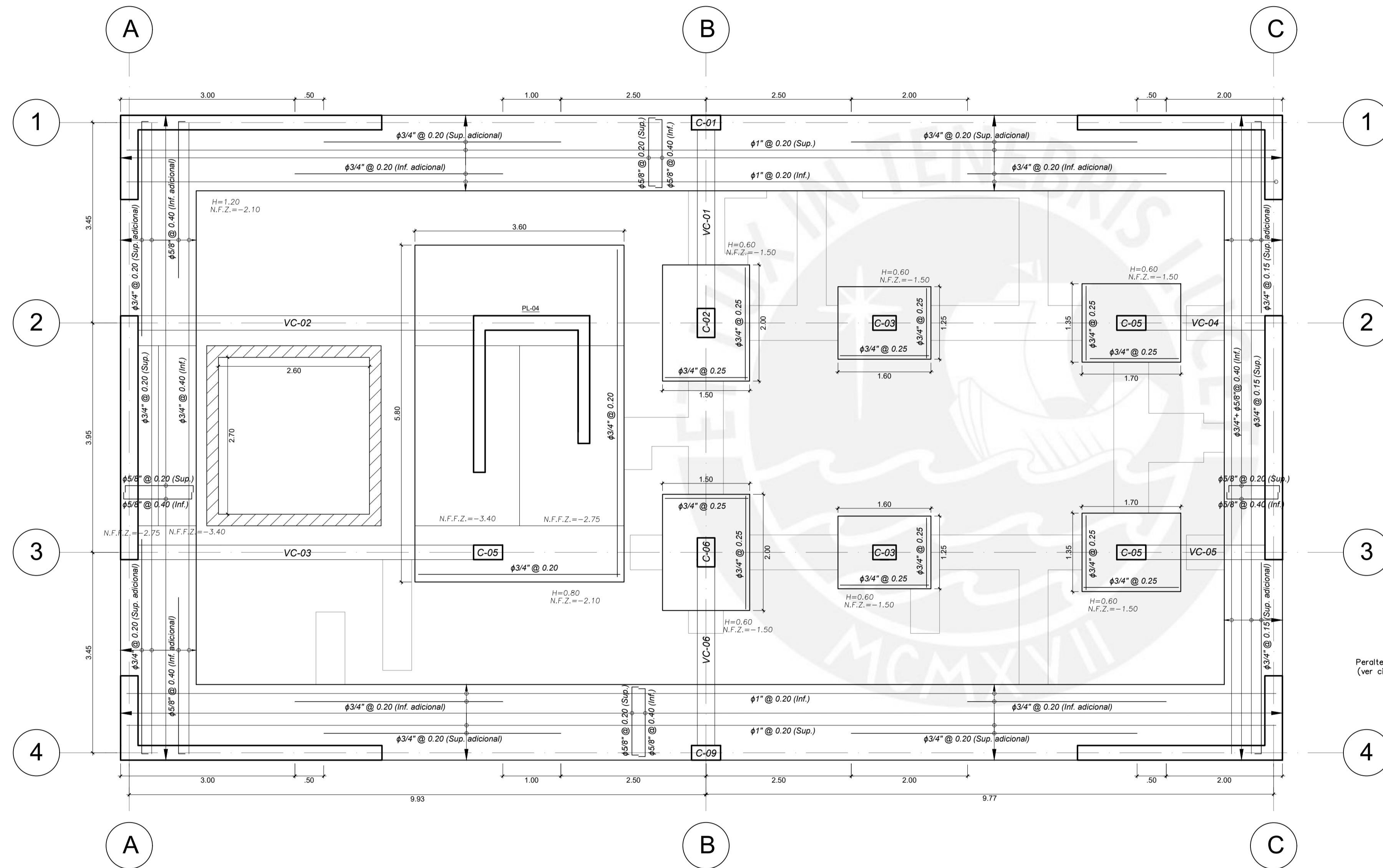


 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN PUEBLO LIBRE		A-03
	PLANO:	PLANTA TIPICA		
	ESCALA:	1/50	FECHA:	



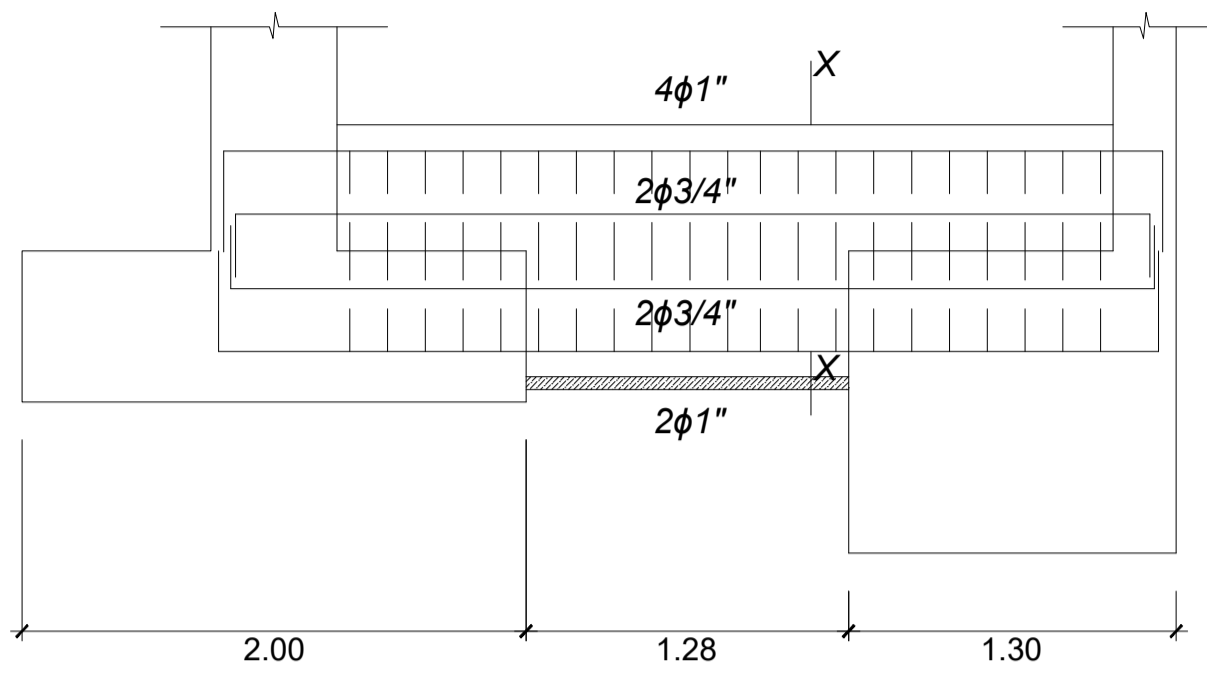
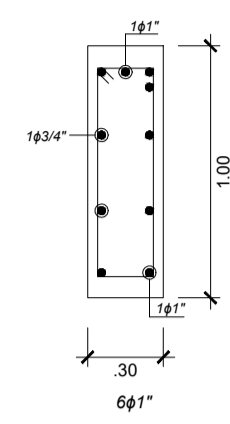
ELEVACIÓN FRONTAL

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN PUEBLO LIBRE	A-04
	PLANO:	ELEVACION FRONTAL	
	ESCALA:	1/50	



	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN PUEBLO LIBRE		E-01
	PLANO:	CIMENTACION		
	ESCALA:	1/50	FECHA:	

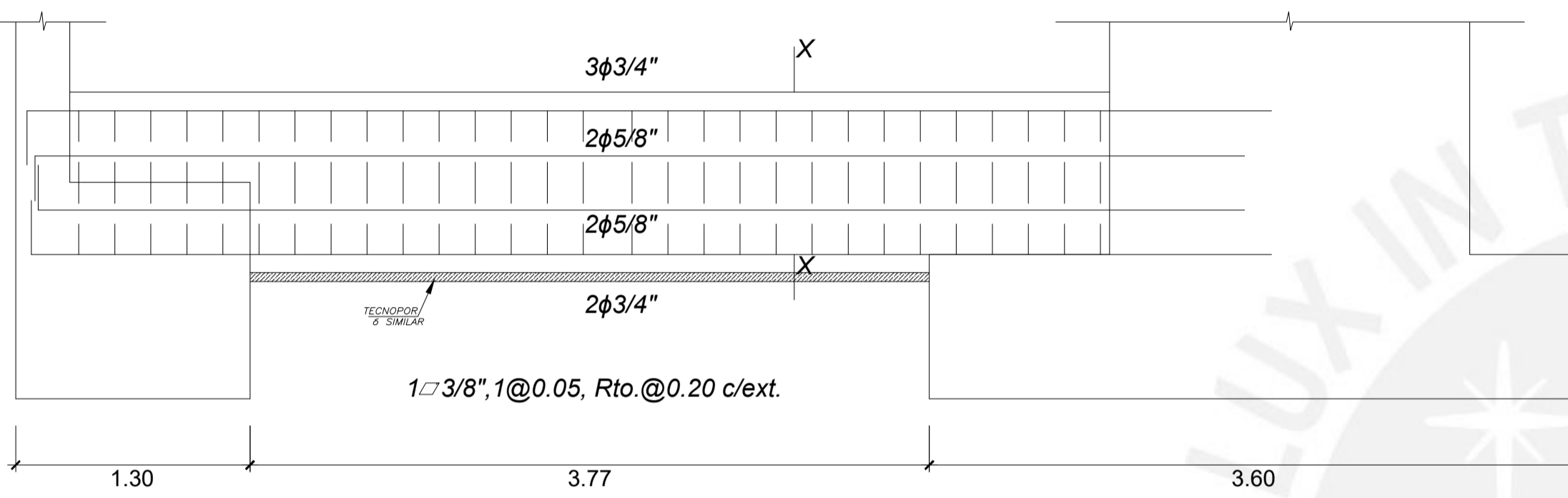
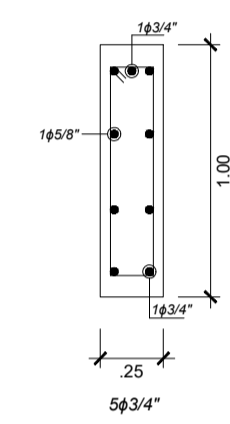
CORTE X-X



VC-01 (0.30x1.00)

1φ3/8", 1@0.05, Rto. @0.15 c/ext.

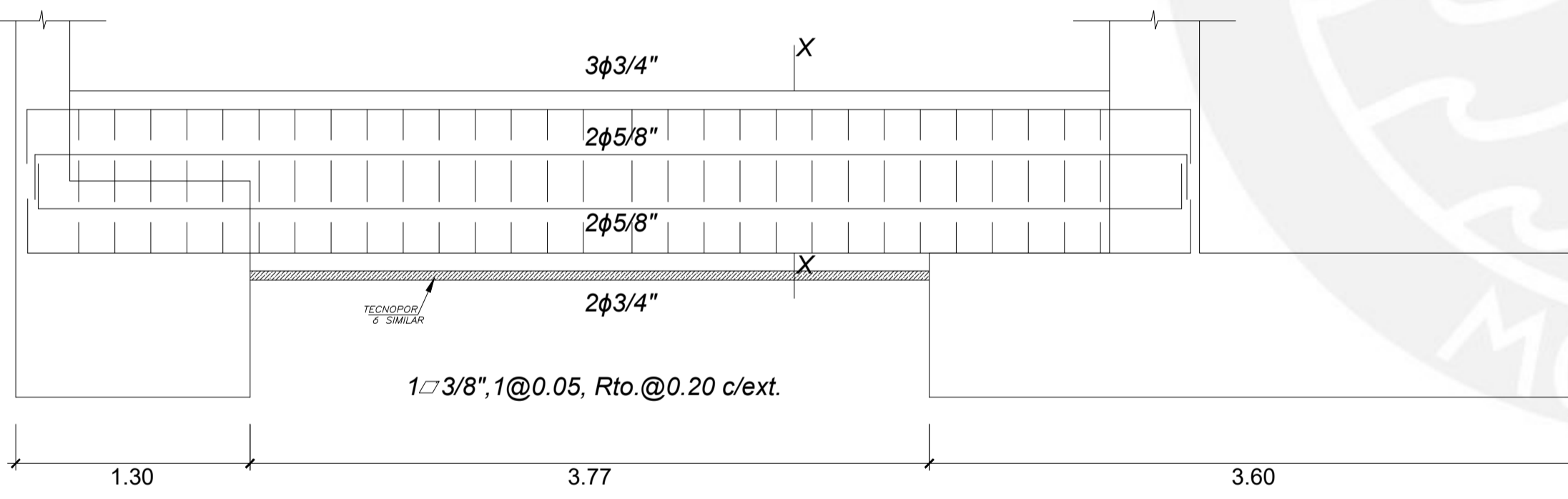
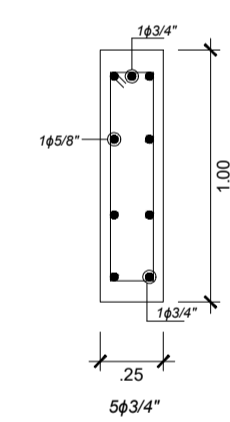
CORTE X-X



VC-02 (0.25x1.00)

1φ3/8", 1@0.05, Rto. @0.20 c/ext.

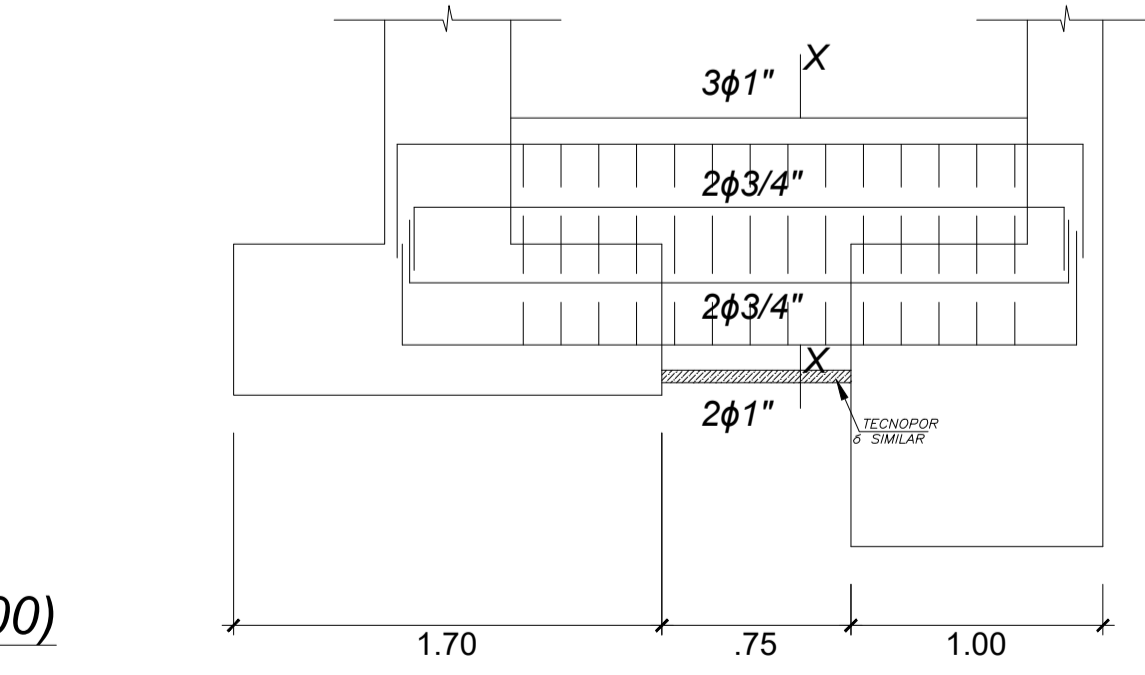
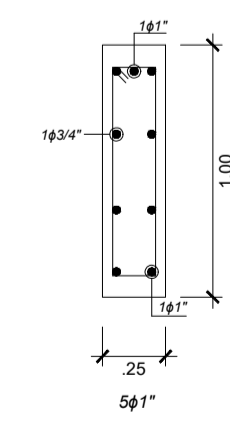
CORTE X-X



VC-03 (0.25x1.00)

1φ3/8", 1@0.05, Rto. @0.20 c/ext.

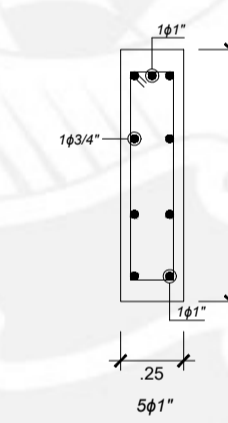
CORTE X-X



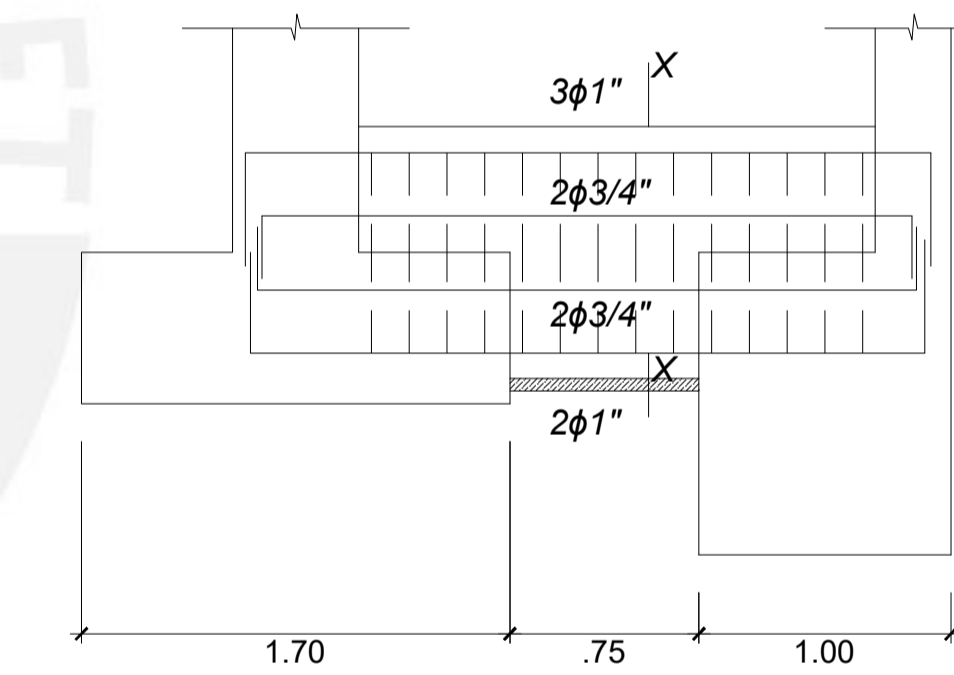
VC-04 (0.25x1.00)

1φ3/8", 1@0.05, Rto. @0.15 c/ext.

CORTE X-X

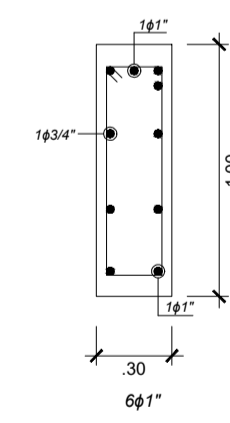


VC-05 (0.25x1.00)

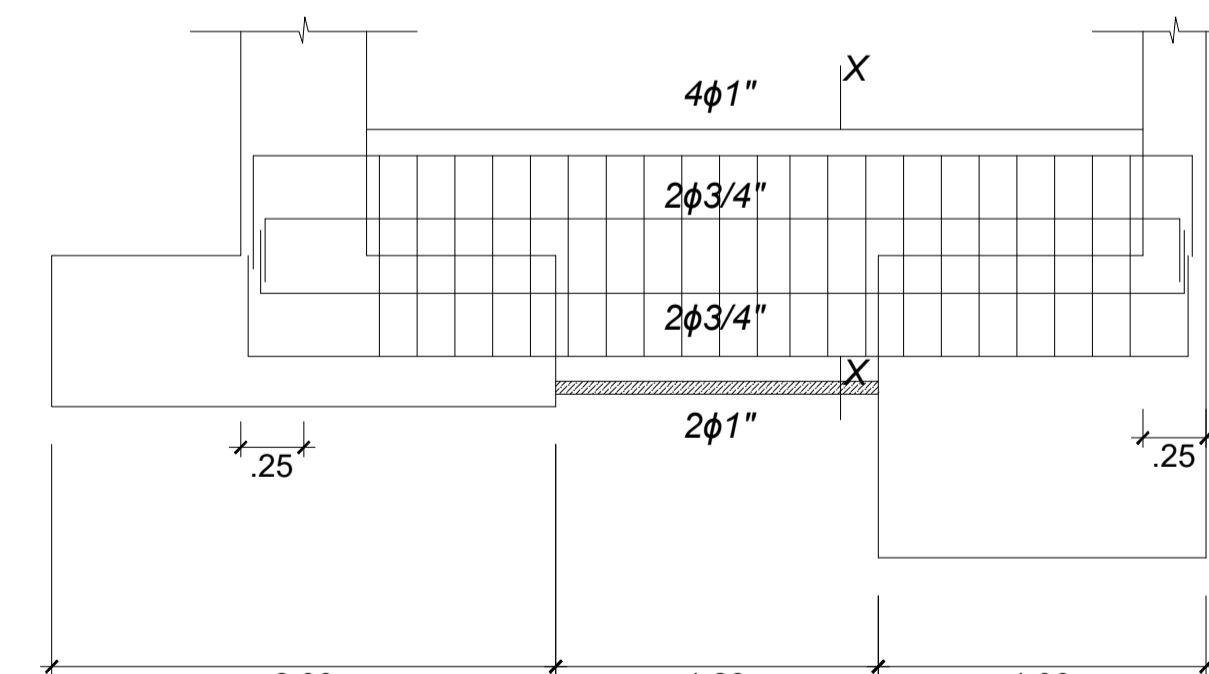


1φ3/8", 1@0.05, Rto. @0.15 c/ext.

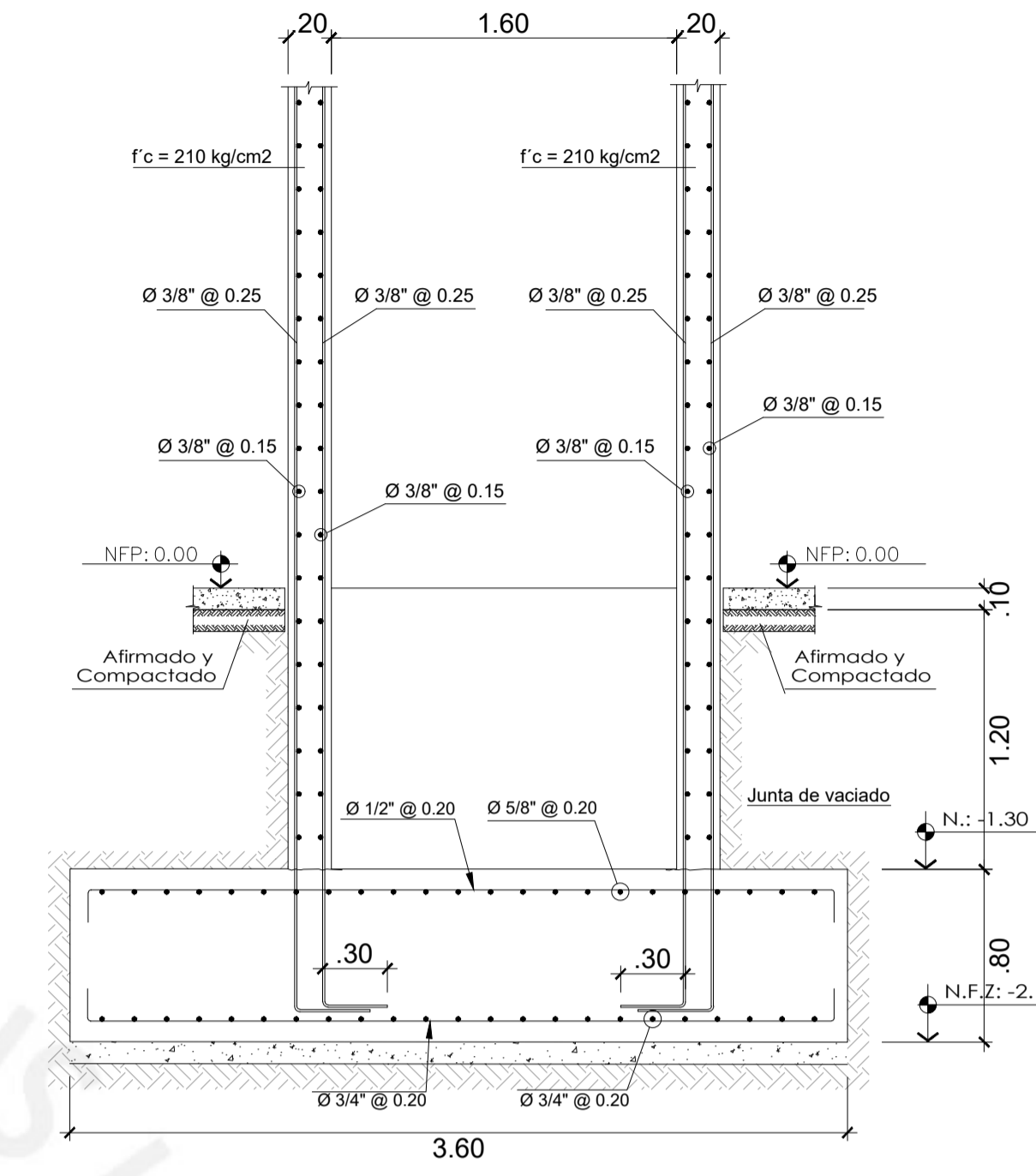
CORTE X-X



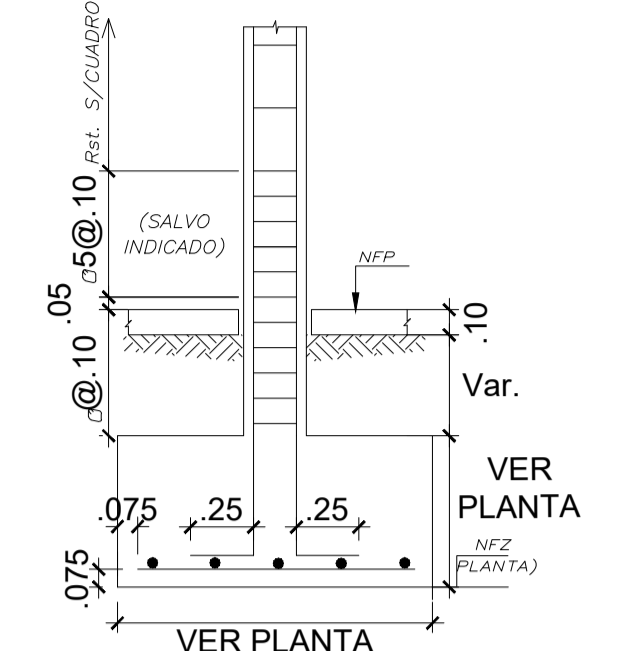
VC-06 (0.30x1.00)



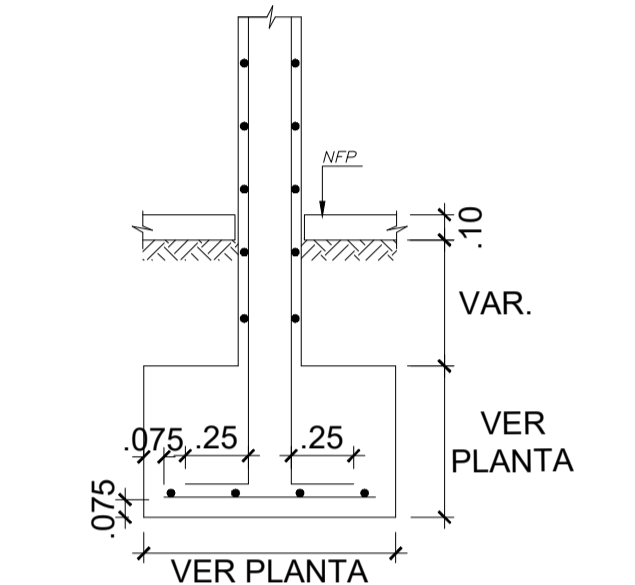
1φ3/8", 1@0.05, Rto. @0.15 c/ext.



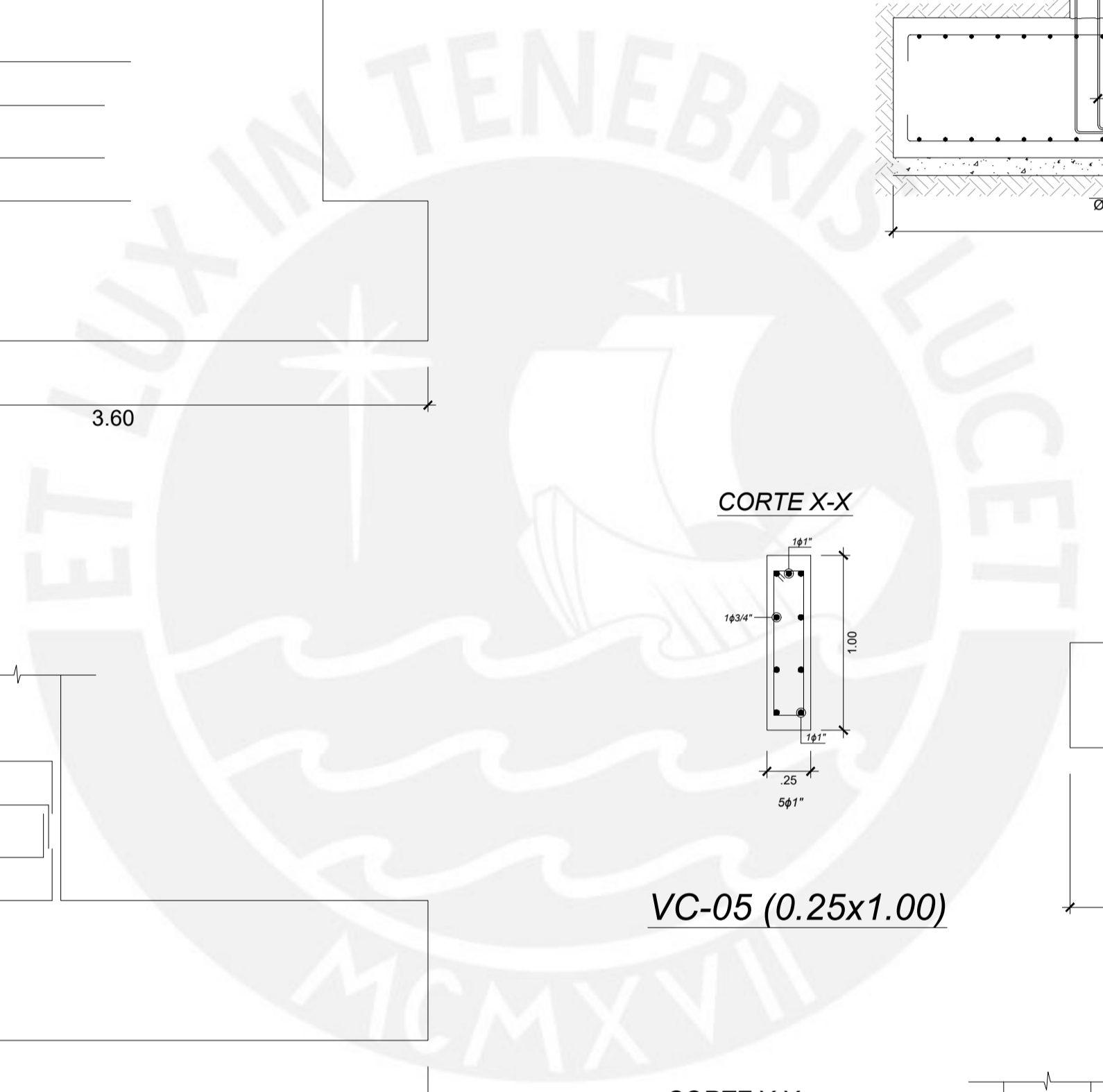
DETALLE DE FOSO (PIT) DE ASCENSOR



DETALLE DE ANCLAJE DE COLUMNA EN ZAPATA

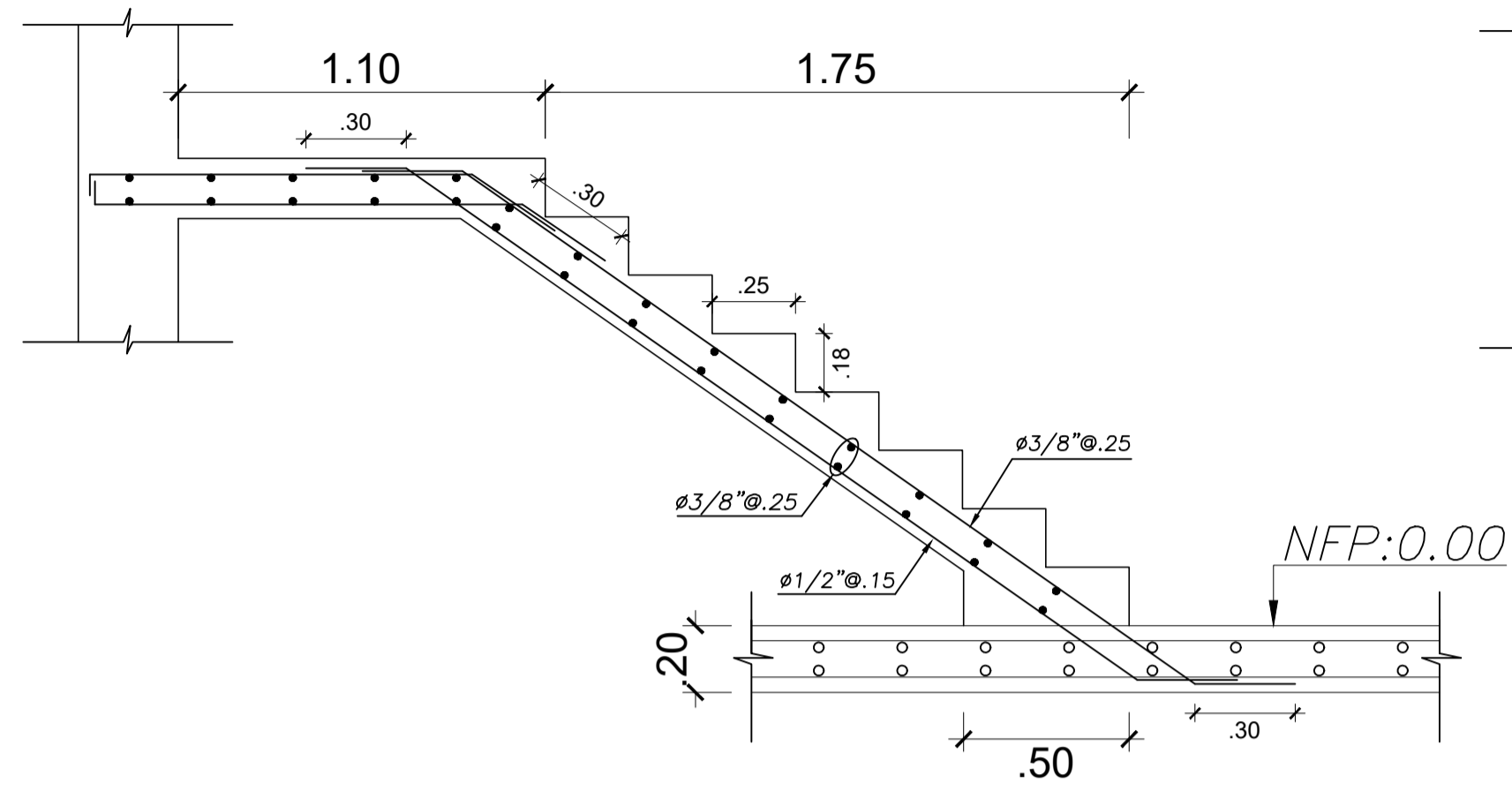


DETALLE DE ANCLAJE DE PLACA EN ZAPATA

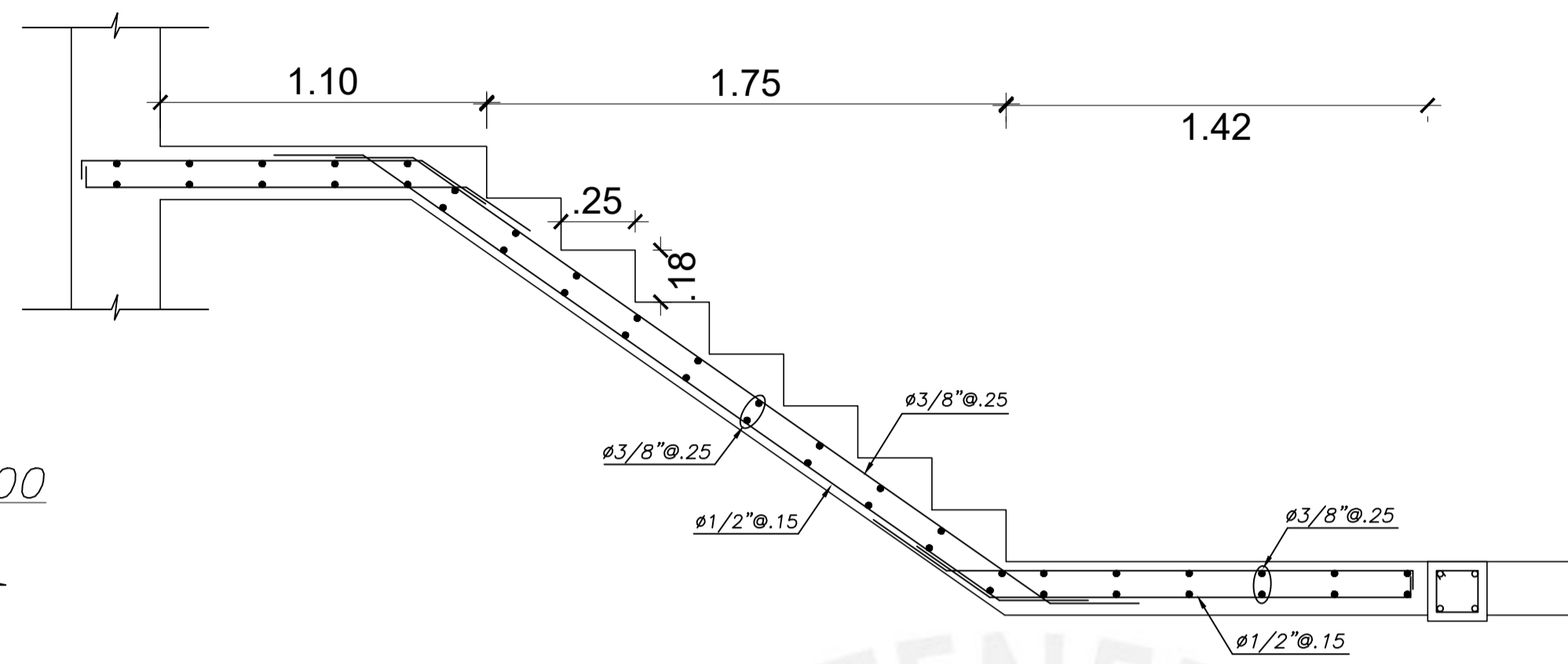


 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN PUEBLO LIBRE	E-02
	PLANO: VIGAS DE CIMENTACION Y PIT DE ASCENSOR	
	ESCALA: 1/30 FECHA: 05/25	

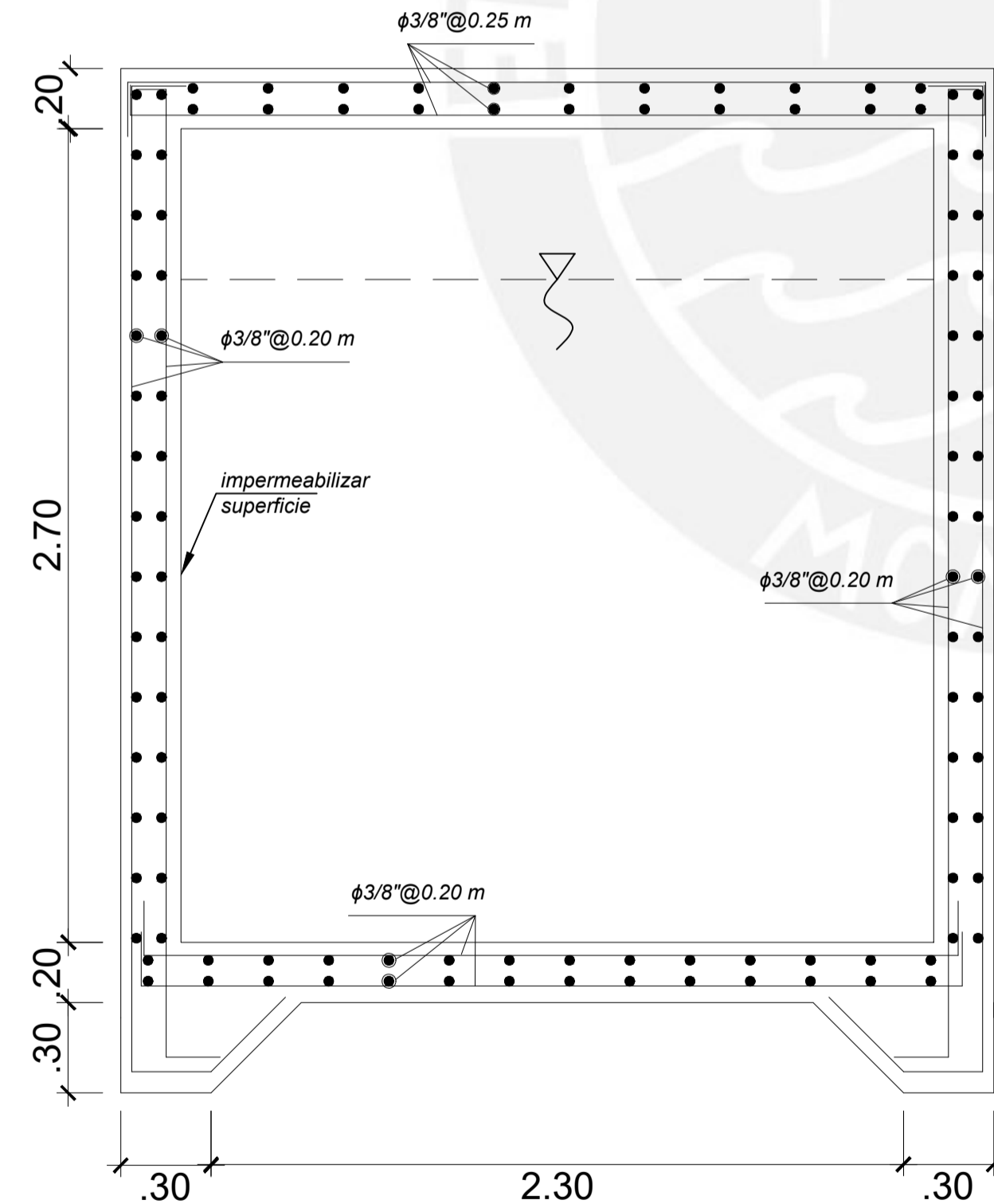
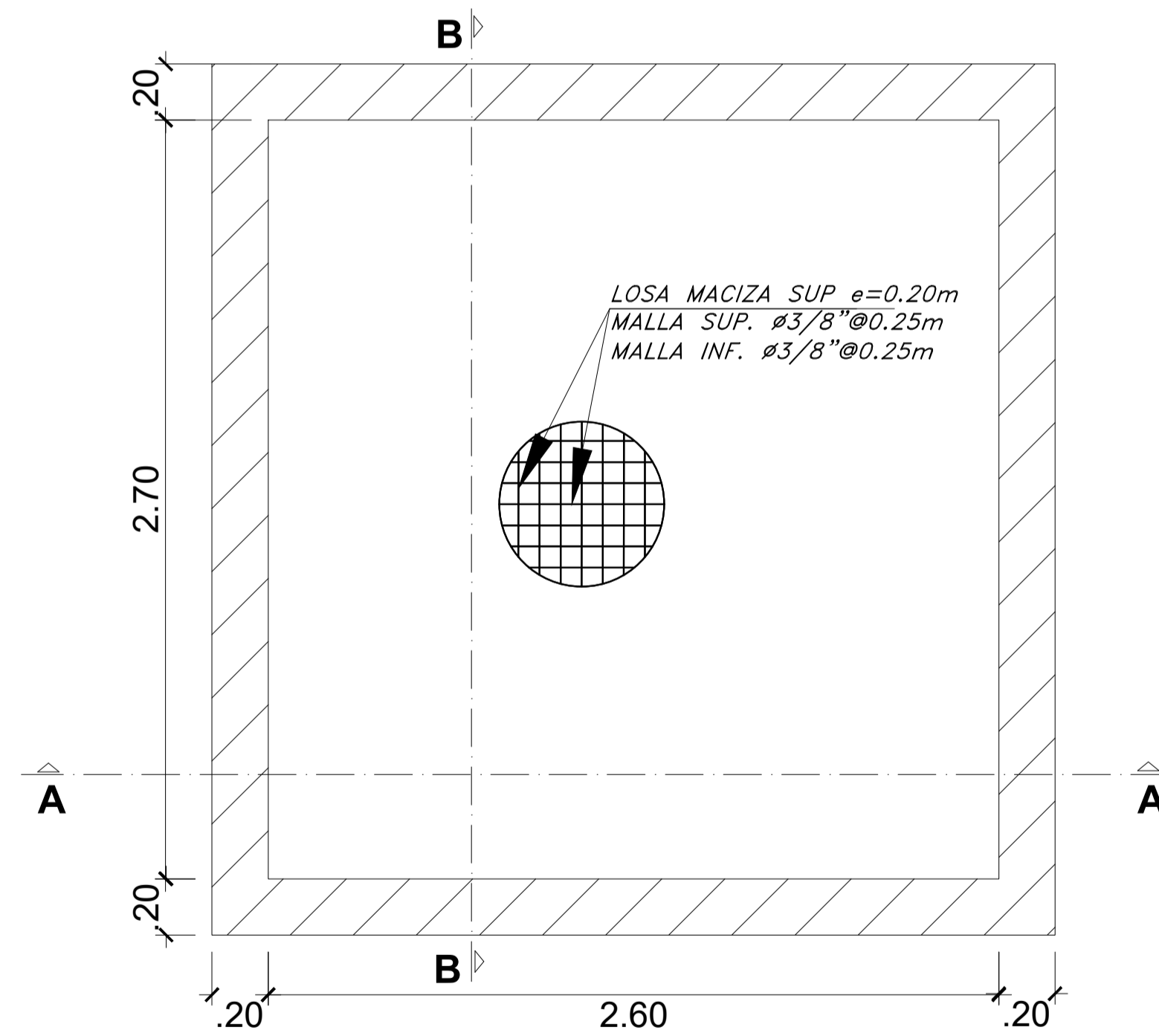
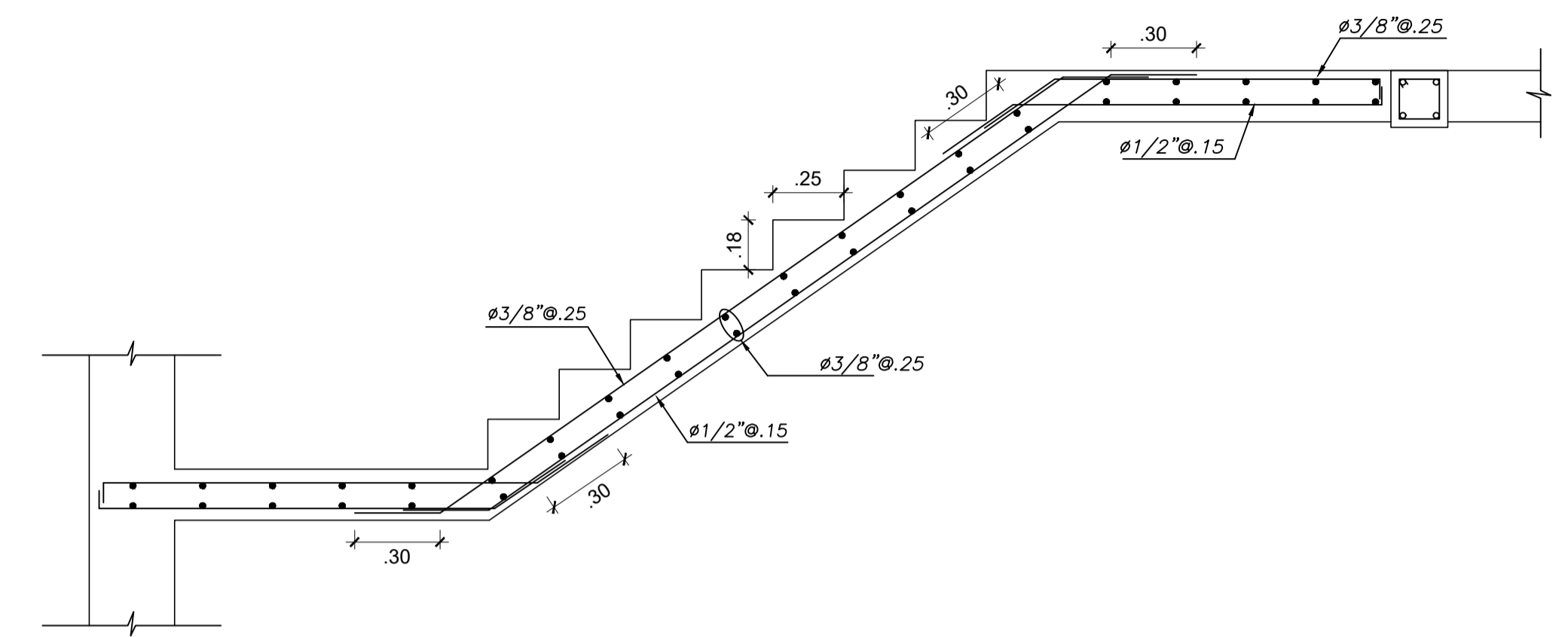
Escalera 1
TRAMO 1 (1° PISO)



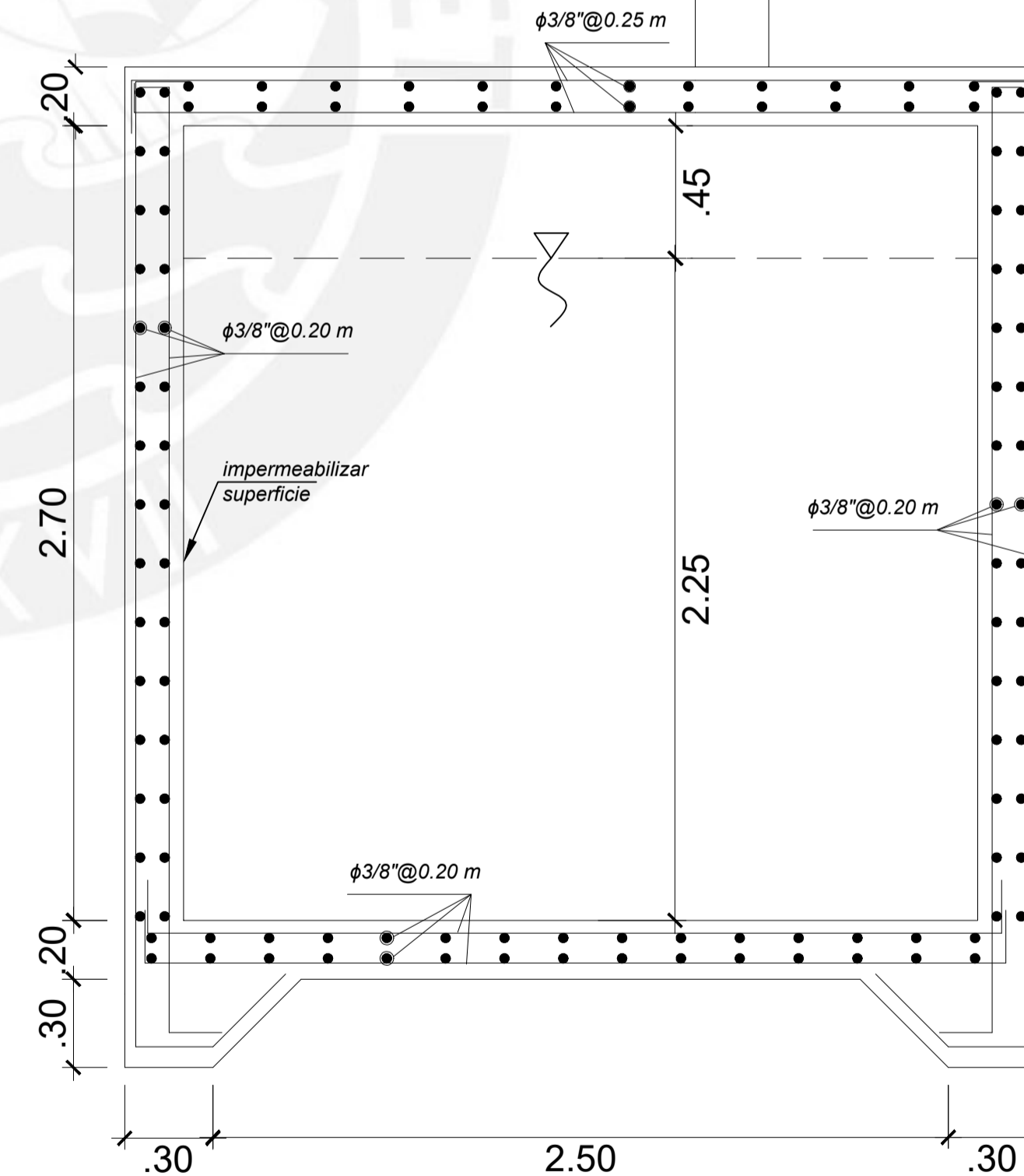
Escalera 1
TRAMO 1 (PISO TÍPICO)



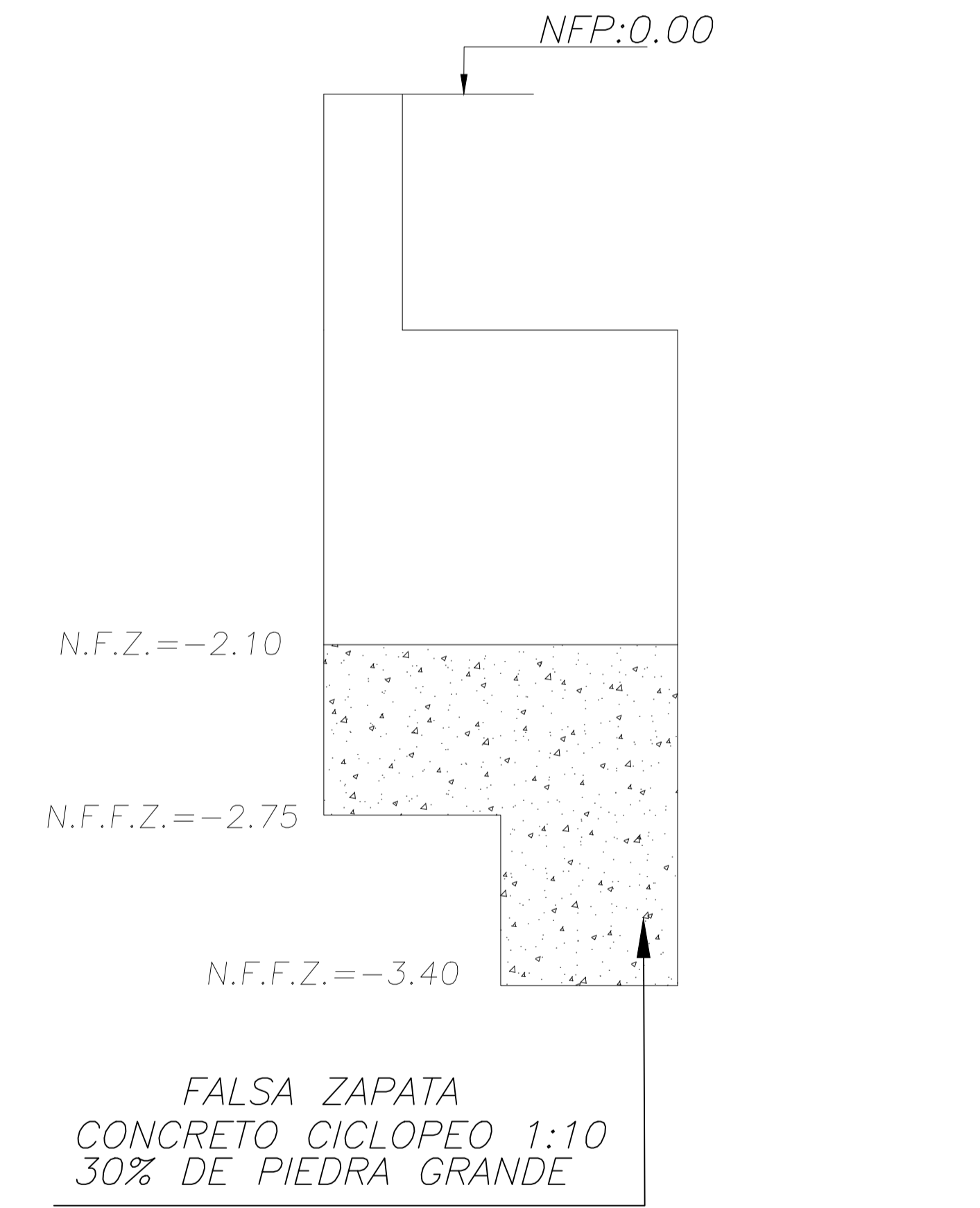
Escalera 1
TRAMO 2 (PISO TÍPICO)




CORTE A-A



CORTE B-B



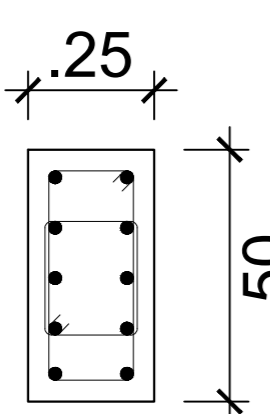
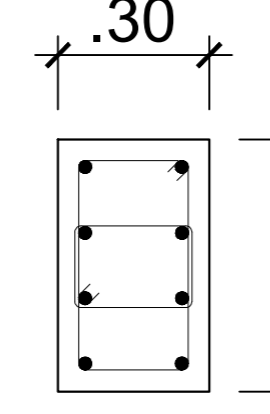
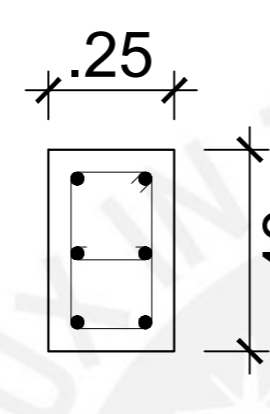
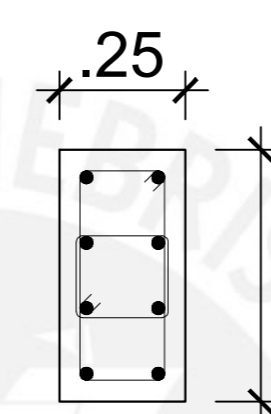
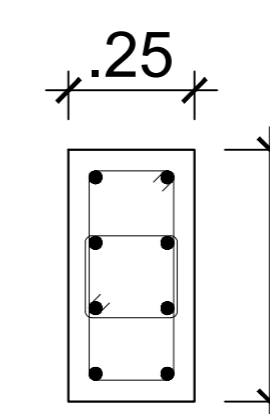
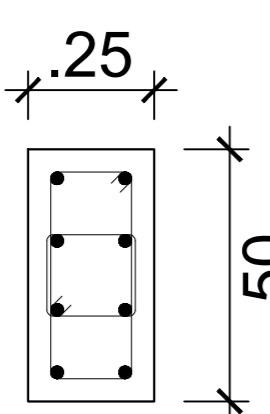
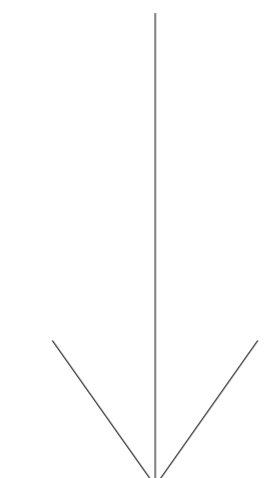

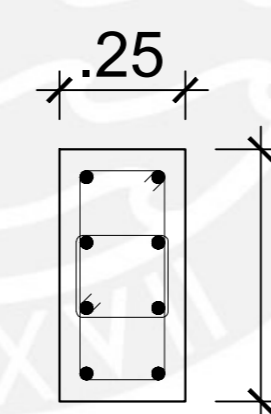
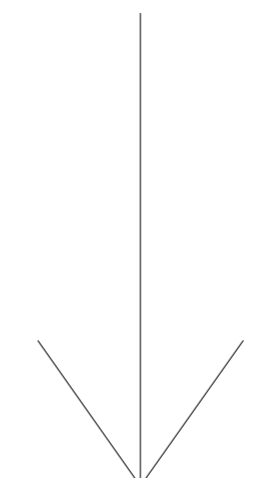
DETALLE DE FALSA ZAPATA EN
CIMENTACIÓN ADYACENTE A CISTERNA

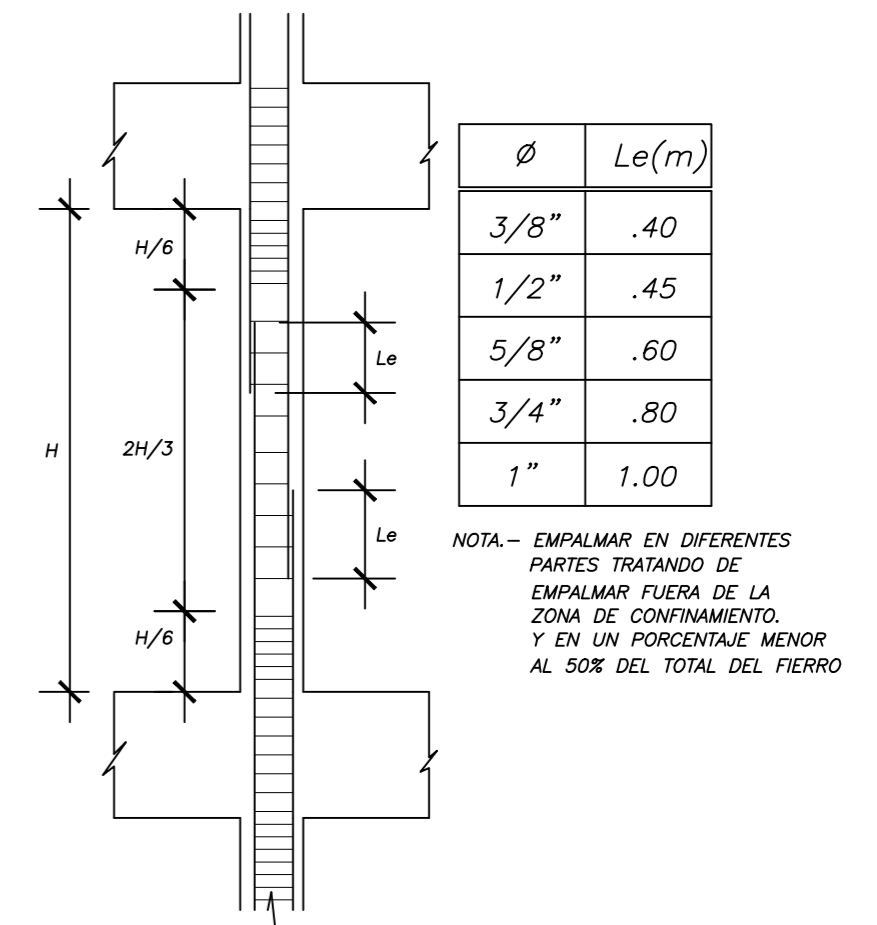
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN PUEBLO LIBRE	
	PLANO:	CISTERNA Y ESCALERAS	
	ESCALA:	1/20	FECHA:

E-03

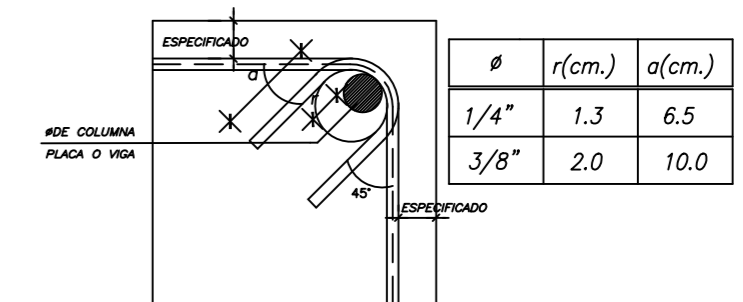
CUADRO DE COLUMNAS

ESC 1:15


Columna Piso	C-01 0.25x0.50	C-02 0.30x0.50	C-03 0.25x0.40	C-04 0.25x0.50	C5 0.25x0.50
1°, 2° piso	 <p style="text-align: center;">10φ3/4" 2∟3/8": 1@0.05, 5@0.10 Rto.@0.25 c/ext.</p>	 <p style="text-align: center;">8φ5/8" 2∟3/8": 1@0.05, 5@0.10 Rto.@0.25 c/ext.</p>	 <p style="text-align: center;">6φ5/8" 1∟3/8" + 1∟3/8": 1@0.05, 5@0.10 Rto.@0.25 c/ext.</p>	 <p style="text-align: center;">4φ1" + 4φ3/4" 2∟3/8": 1@0.05, 5@0.10 Rto.@0.25 c/ext.</p>	 <p style="text-align: center;">8φ5/8" 2∟3/8": 1@0.05, 5@0.10 Rto.@0.25 c/ext.</p>
3° - 8° piso	 <p style="text-align: center;">8φ5/8" 2∟3/8": 1@0.05, 5@0.10 Rto.@0.25 c/ext.</p>			 <p style="text-align: center;">8φ5/8" 2∟3/8": 1@0.05, 5@0.10 Rto.@0.25 c/ext.</p>	

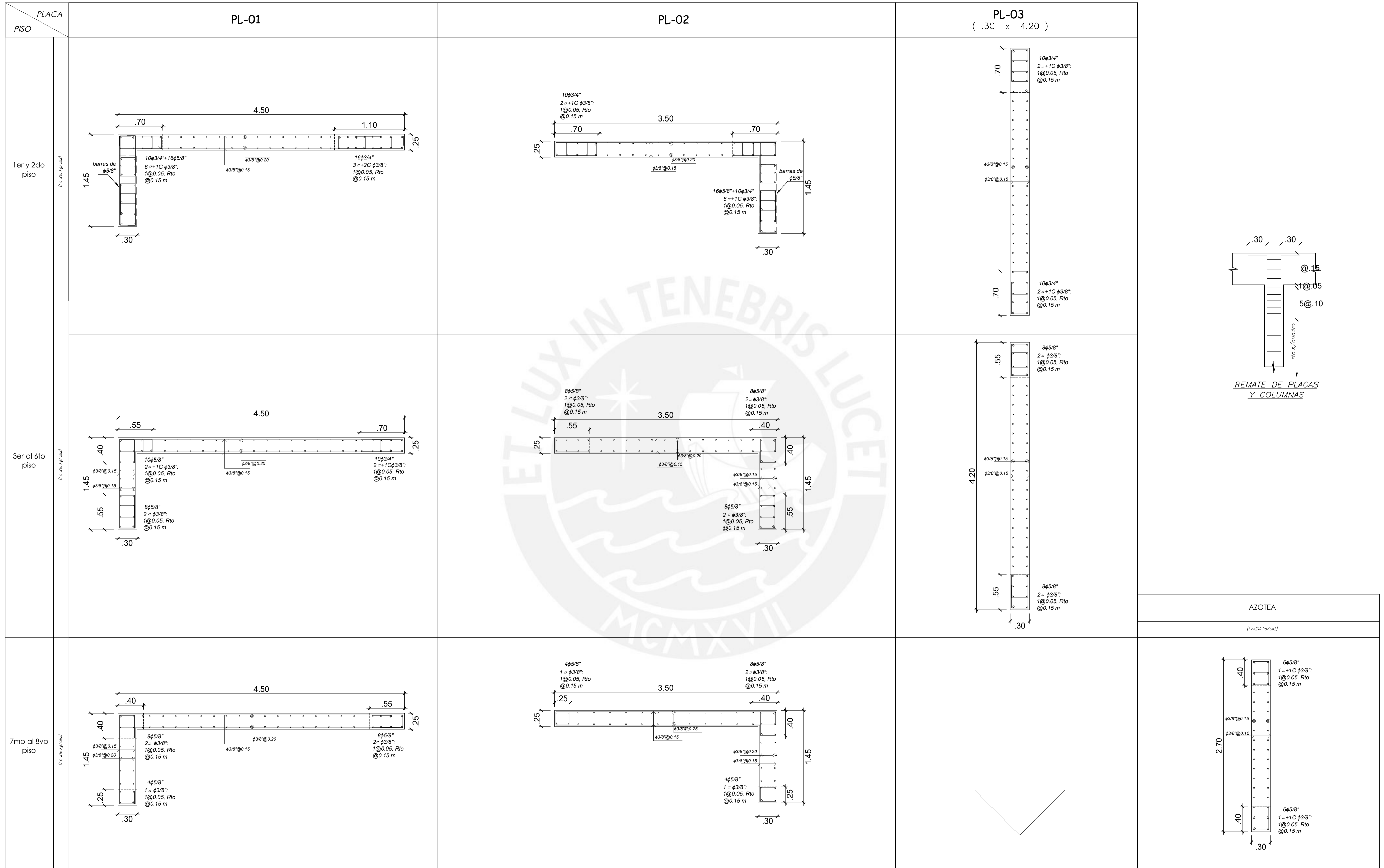


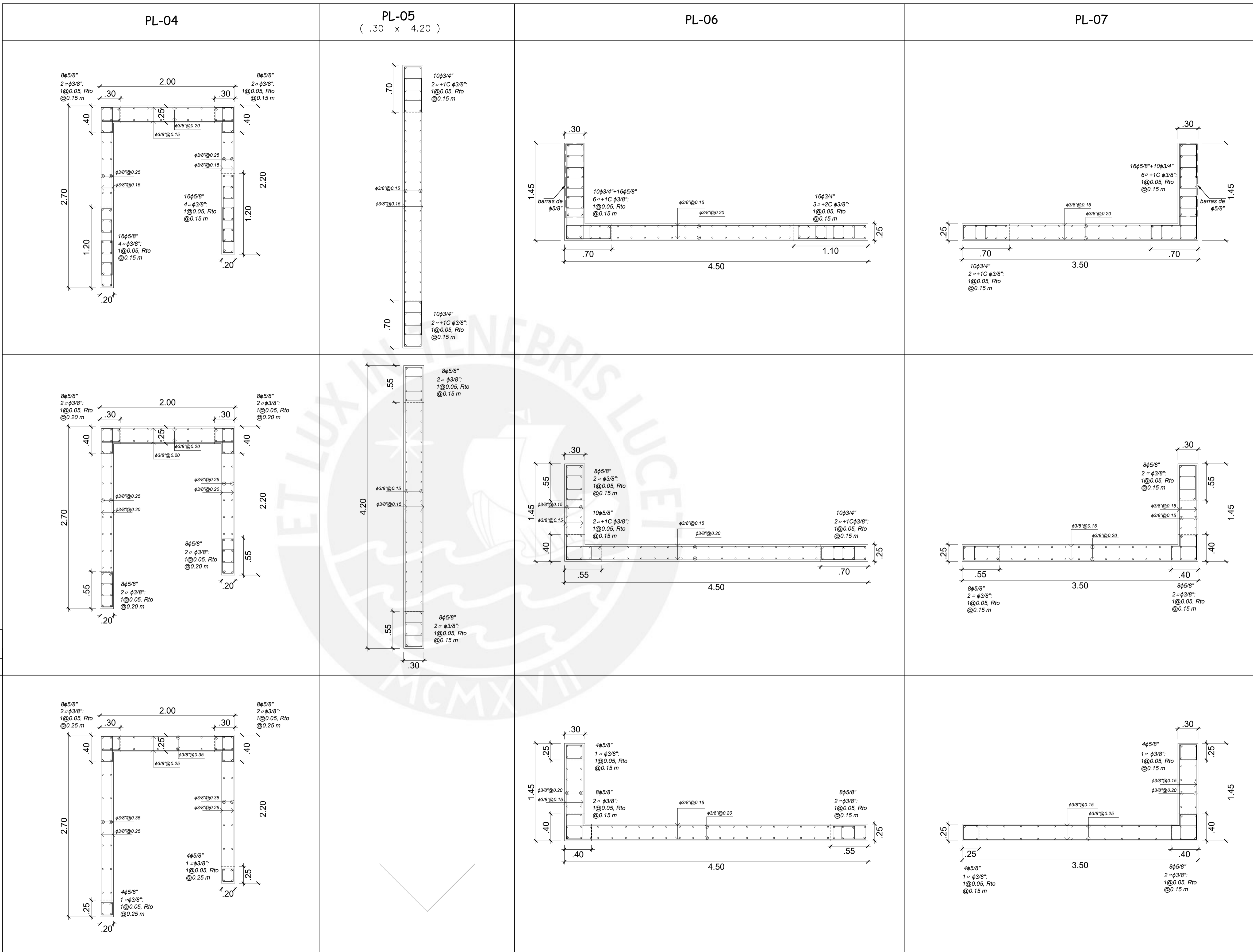
DETALLE DE EMPALME DE COLUMNA
ESC 1:30



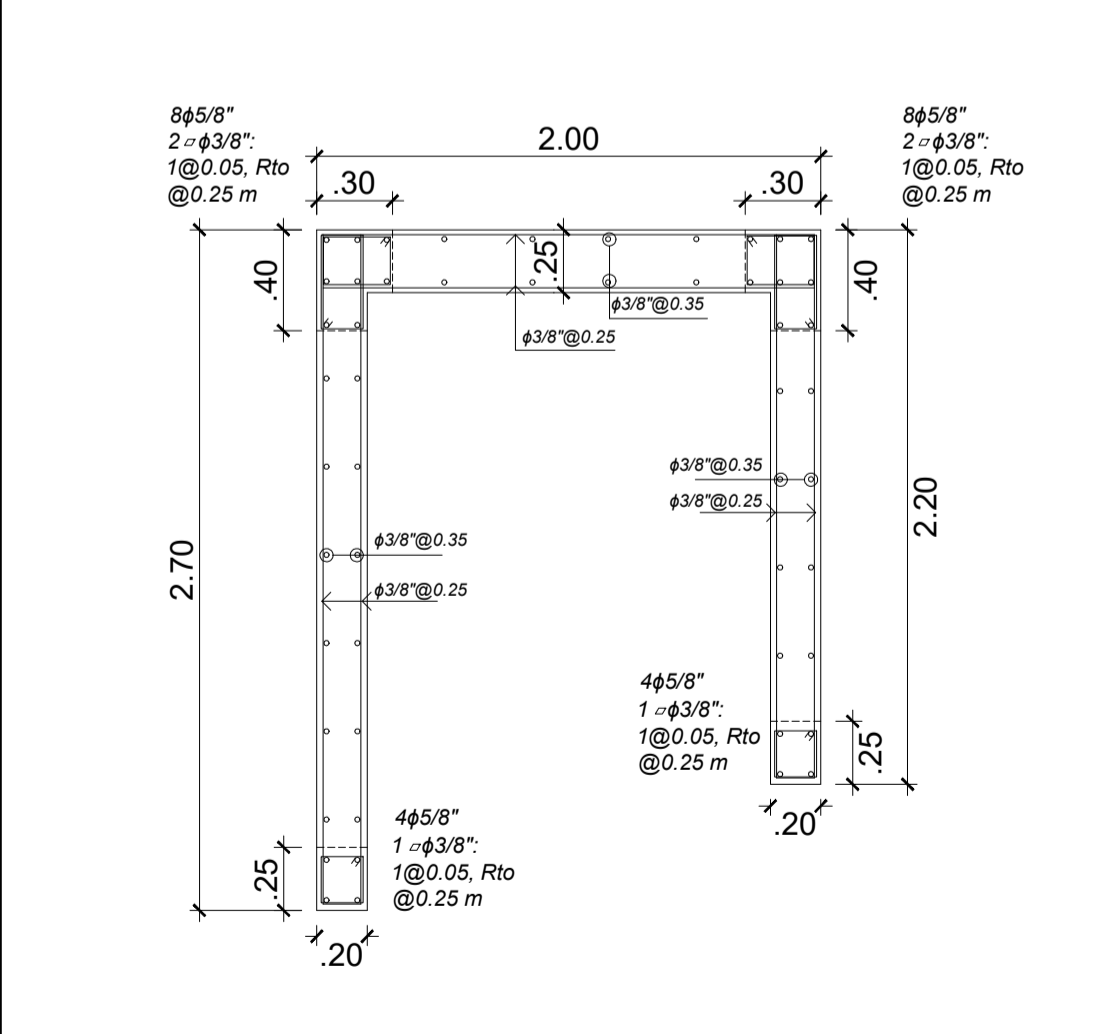
DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS
EN COLUMNAS Y VIGAS
ESC 1:30

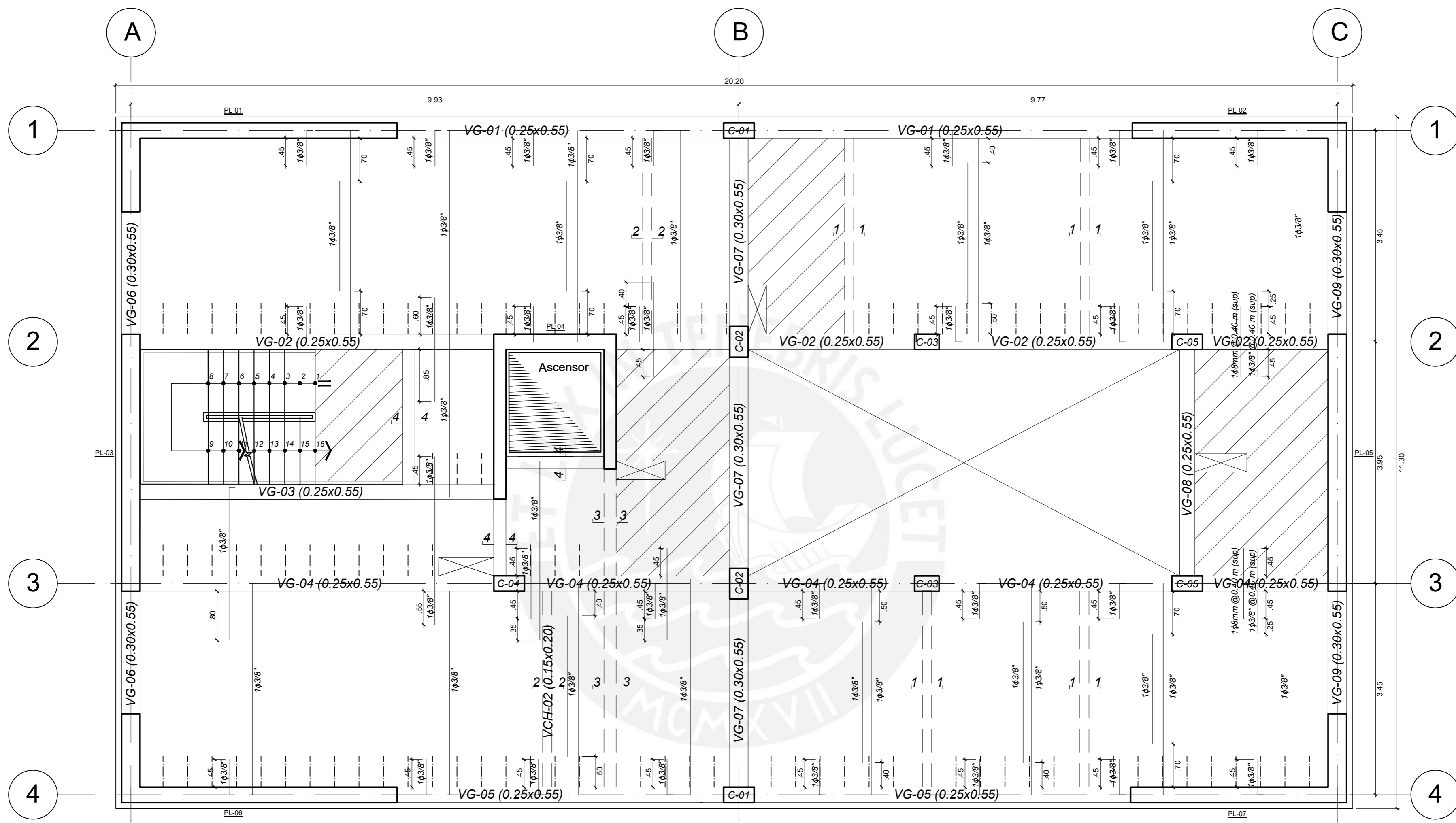
	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN PUEBLO LIBRE		E-04
	PLANO:	COLUMNAS		
	ESCALA:	INDICADA	FECHA:	





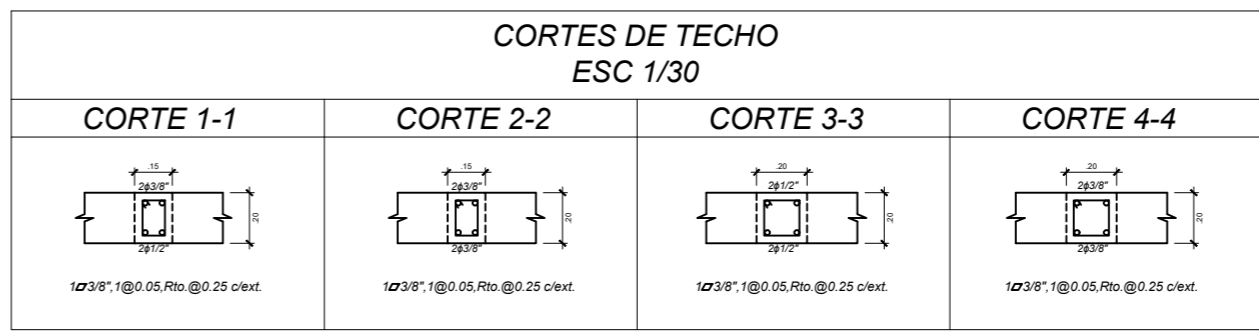
AZOTEA
(f=210 kg/cm²)

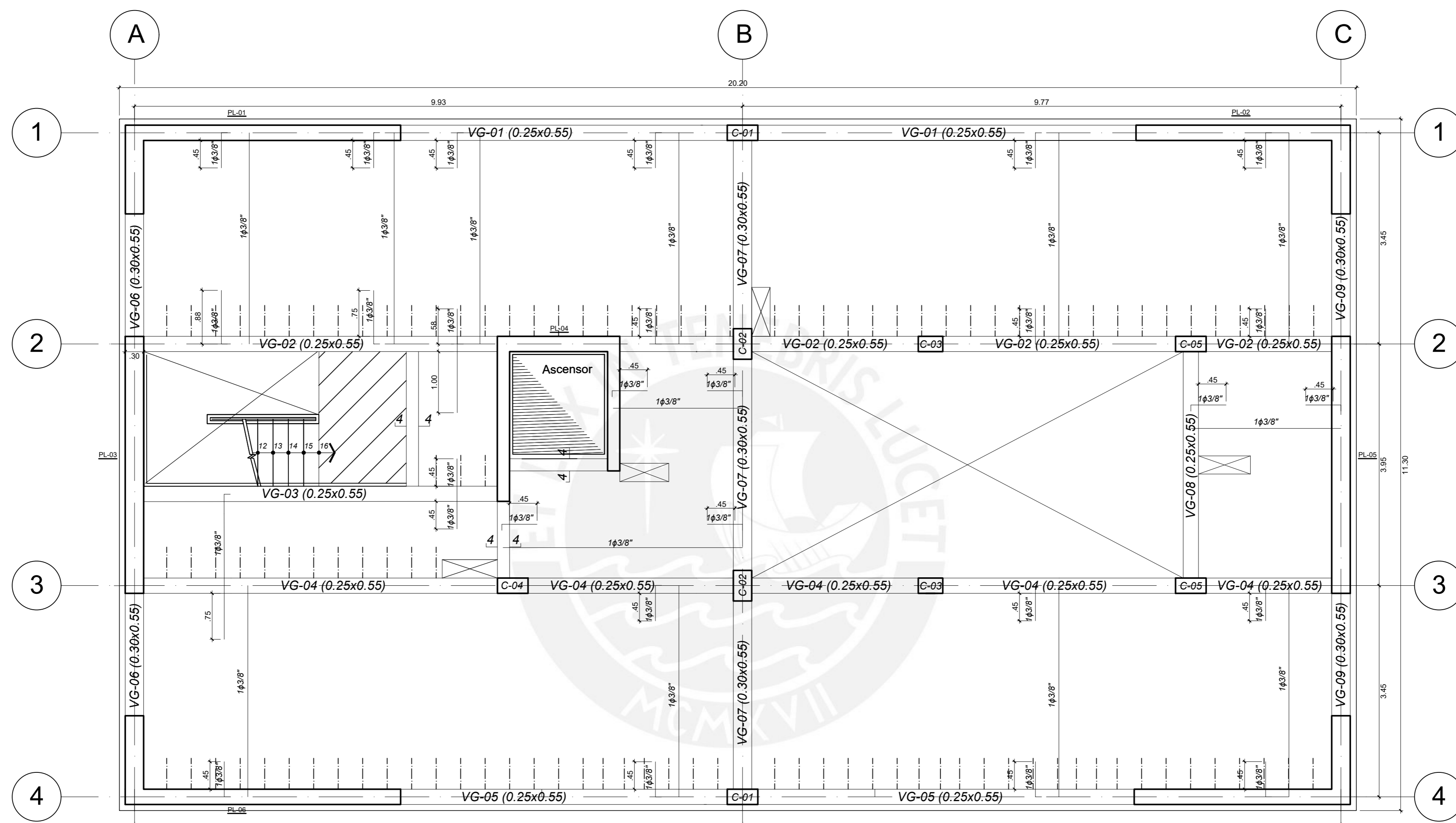




ENCOFRADO TECHO TÍPICO
 ESC. 1/50

LOSA DE H=0.20 cm	
LOSA MACIZA	MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ϕ 6mm @ 0.20m
	MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ϕ 8mm @ 0.20m



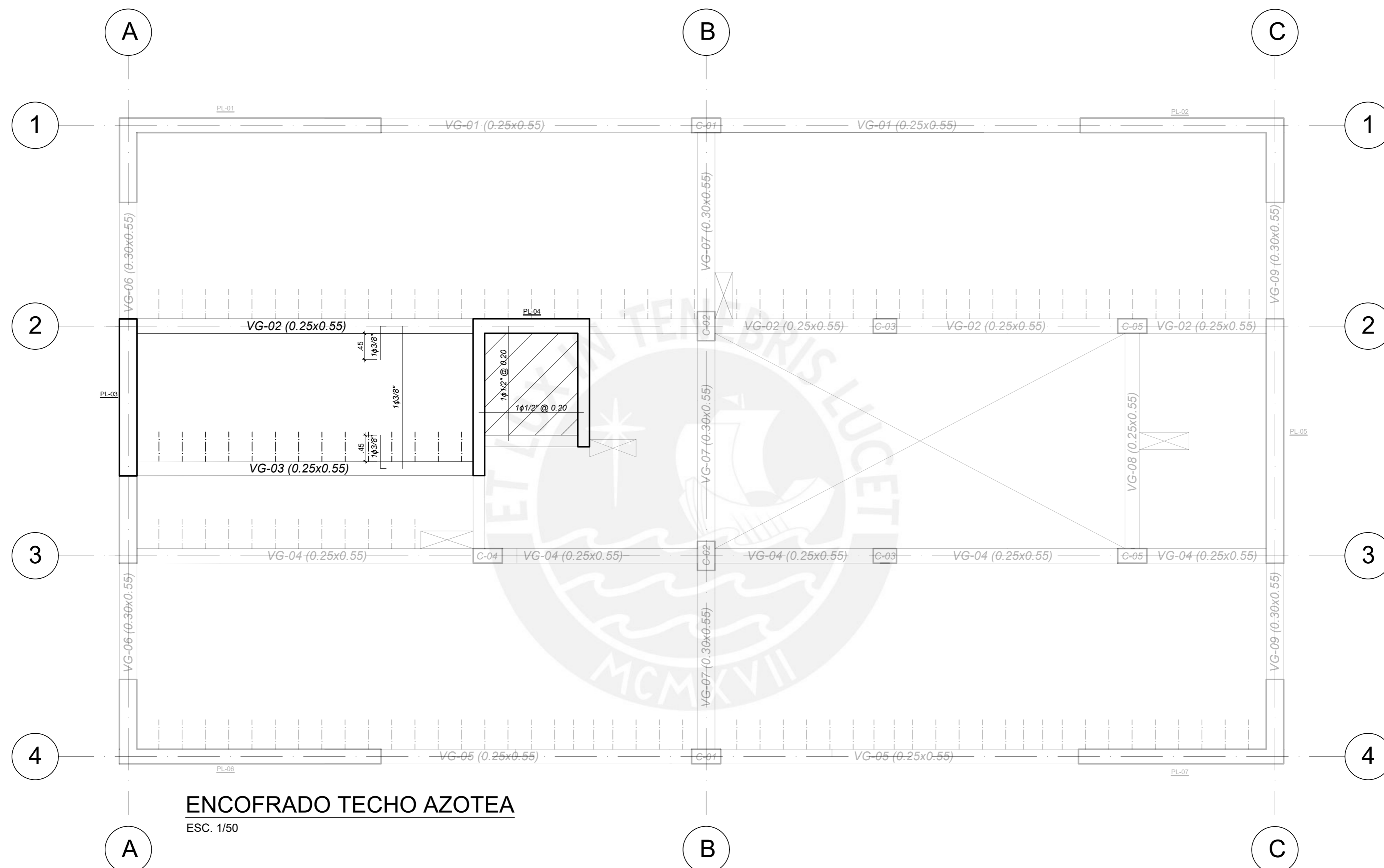


ENCOFRADO TECHO 8° NIVEL
 ESC. 1/50


CORTES DE TECHO
 ESC 1/30

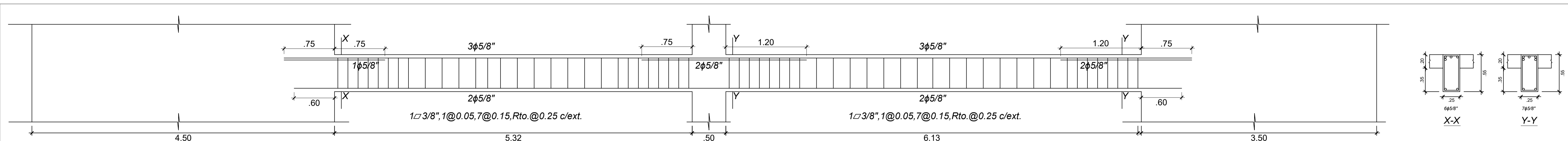
CORTE 1-1	CORTE 2-2	CORTE 3-3	CORTE 4-4
<small>1ø3/8", 1@0.05 Rto @0.25 c/est.</small>	<small>1ø3/8", 1@0.05 Rto @0.25 c/est.</small>	<small>1ø3/8", 1@0.05 Rto @0.25 c/est.</small>	<small>1ø3/8", 1@0.05 Rto @0.25 c/est.</small>

	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN PUEBLO LIBRE		E-08
	PLANO:	ENCOFRADO TECHO 8° NIVEL		
	ESCALA:	INDICADA	FECHA:	

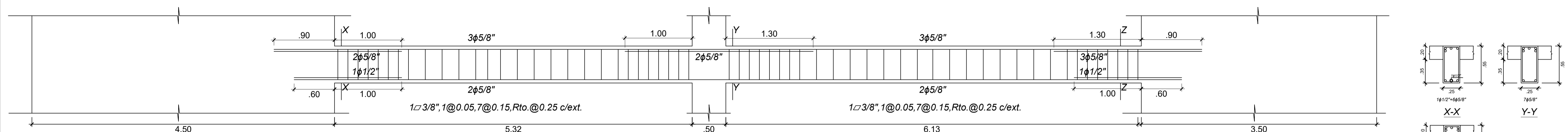


ENCOFRADO TECHO AZOTEA
 ESC. 1/50

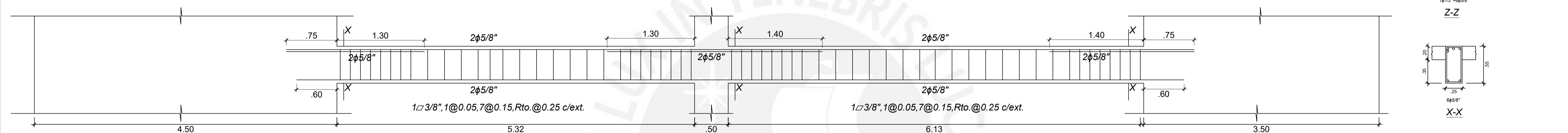
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN PUEBLO LIBRE		E-09
	PLANO:	ENCOFRADO TECHO AZOTEA		
	ESCALA:	INDICADA	FECHA:	



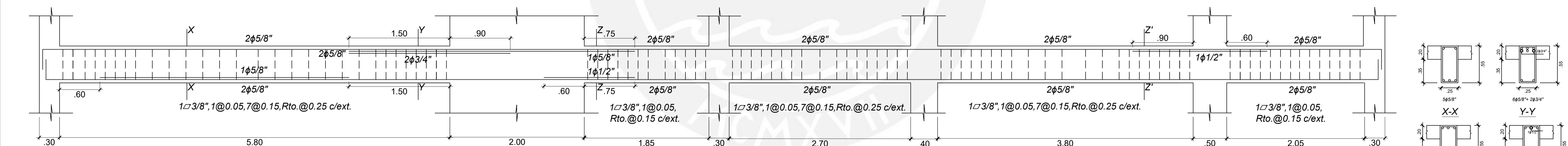
VG-01 (0.25x0.55) (1er al 2do piso)



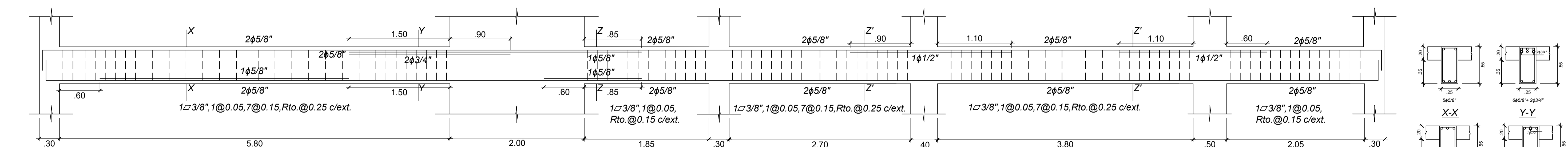
VG-01 (0.25x0.55) (3er al 7mo piso)



VG-01 (0.25x0.55) (8vo piso)

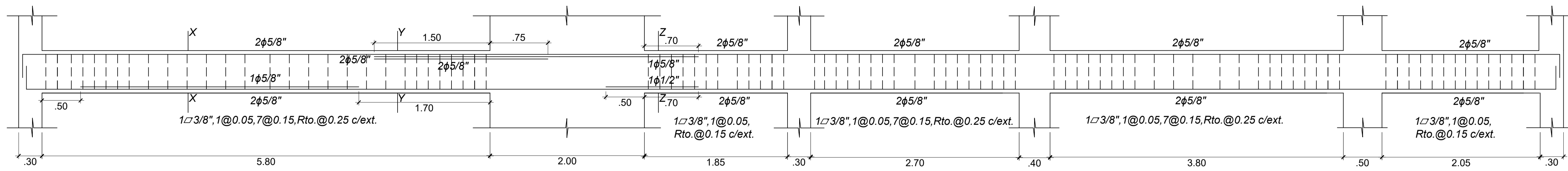


VG-02 (0.25x0.55) (1er y 2do piso)

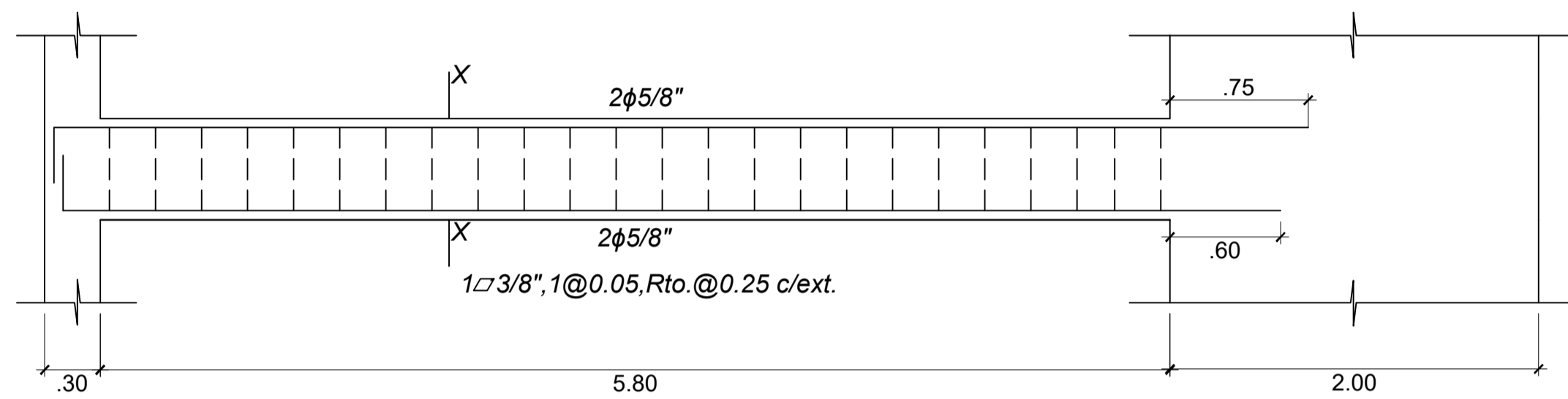
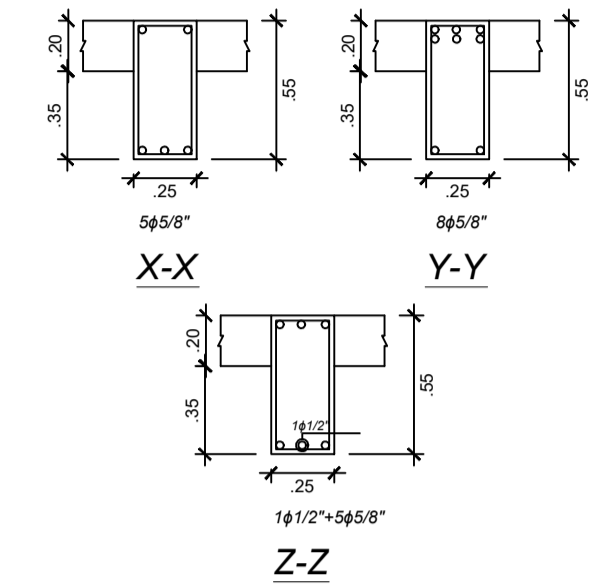


VG-02 (0.25x0.55) (3er y 7mo piso)

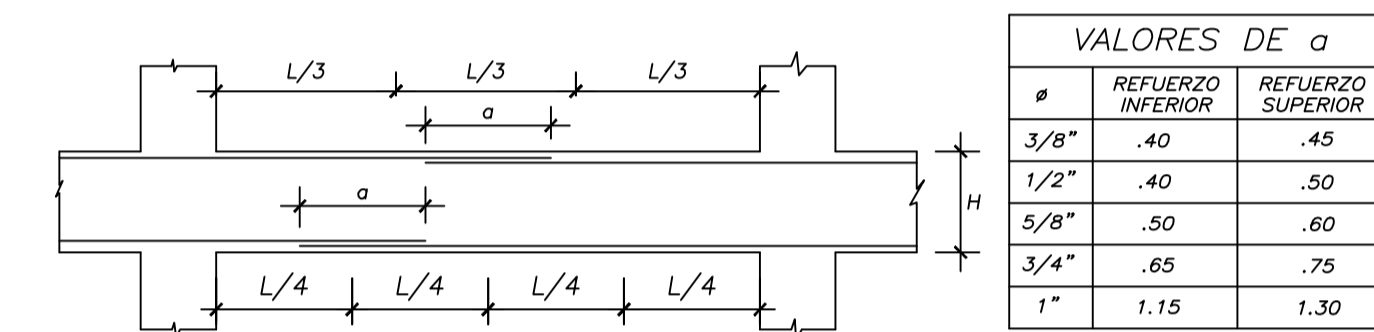
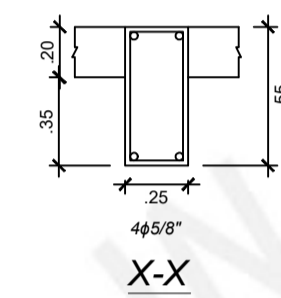
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS EN PUEBLO LIBRE		
	PLANO:	VIGAS 1 y 2		
	ESCALA:	1/30	FECHA:	05/25
				E-10



VG-02 (0.25x0.55) (8vo piso)



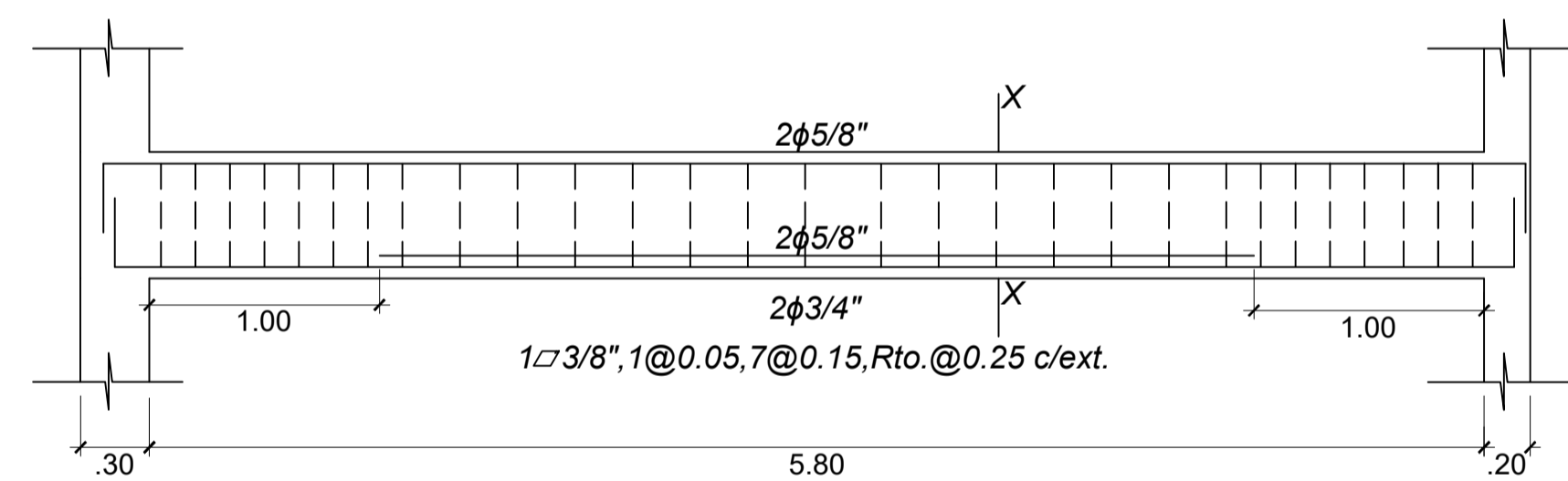
VG-02 (0.25x0.55) (Azotea)



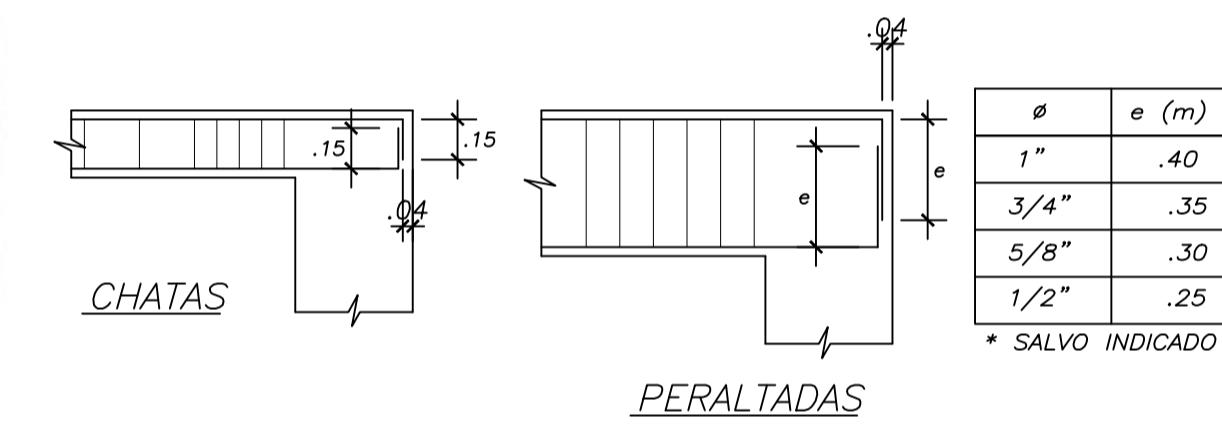
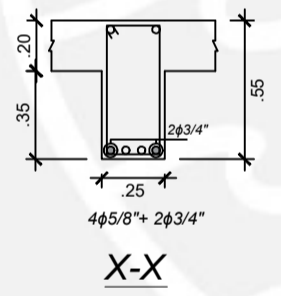
VALORES DE a		
φ	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA:-(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 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.



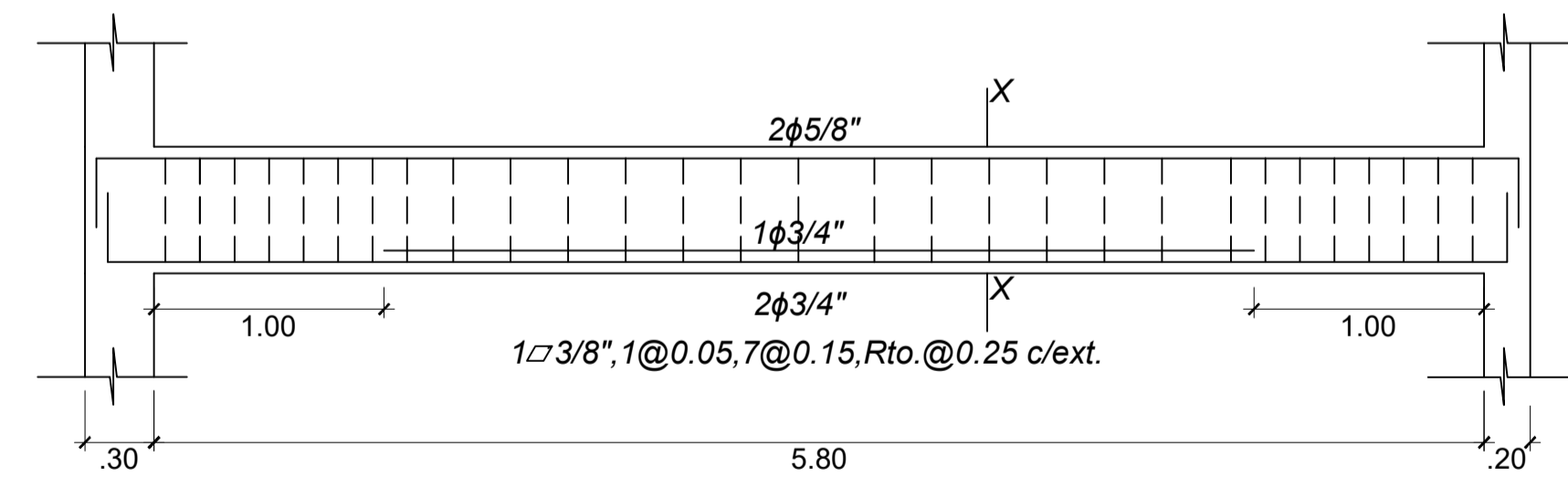
VG-03 (0.25x0.55) (1er al 7mo piso)



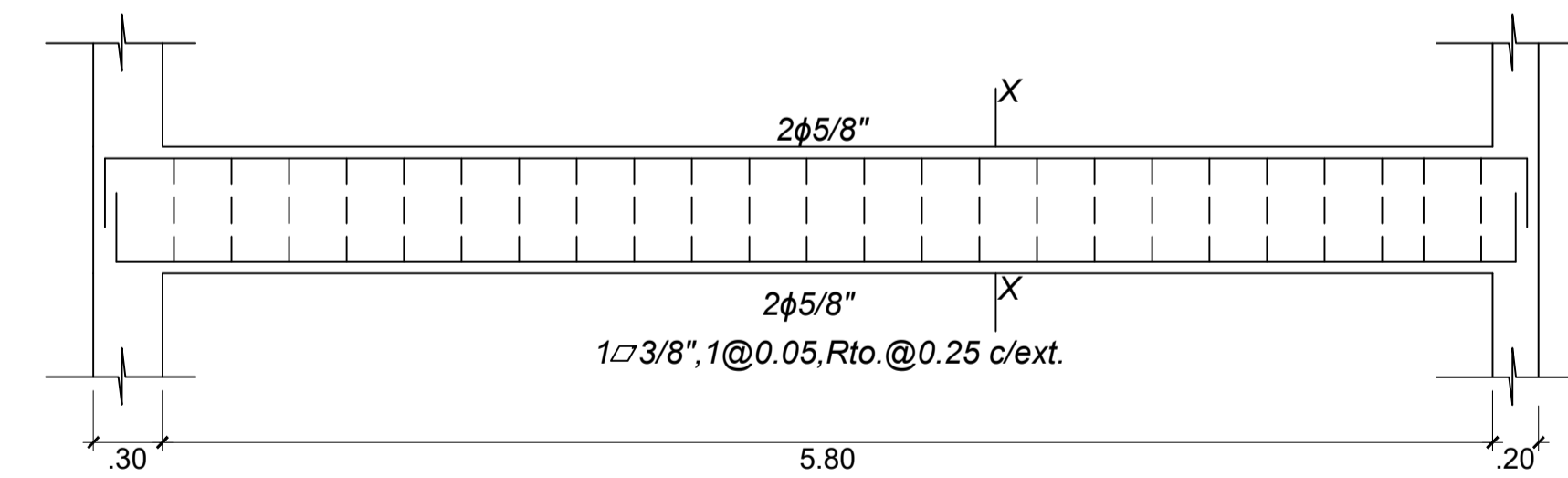
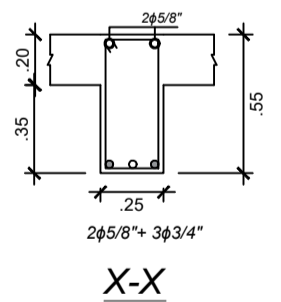
φ	e (m) *
1"	.40
3/4"	.35
5/8"	.30
1/2"	.25

* SALVO INDICADO

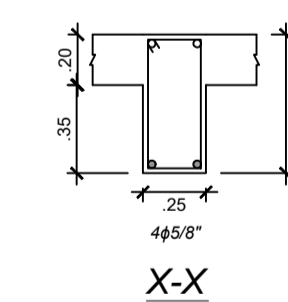
ANCLAJE TIPICO DE VIGAS

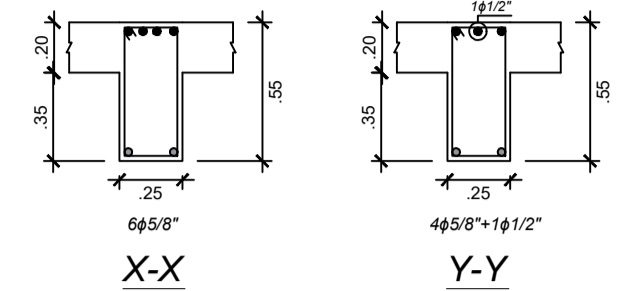
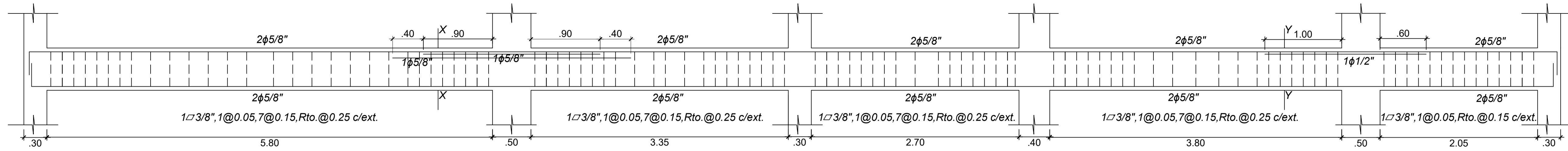


VG-03 (0.25x0.55) (8vo piso)

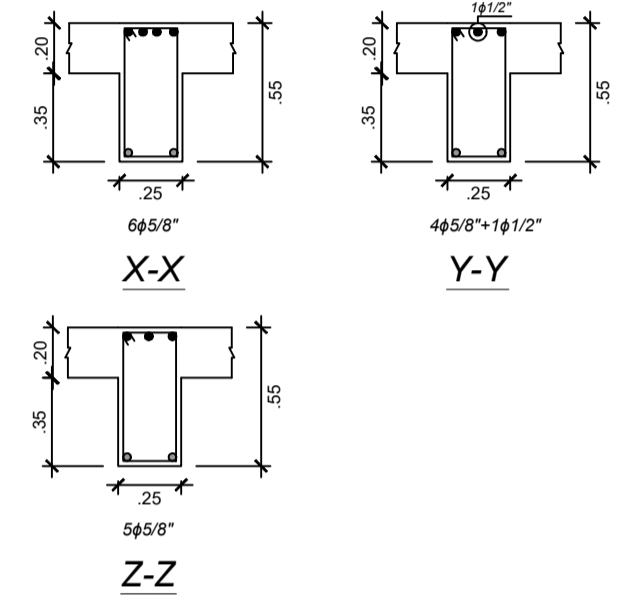
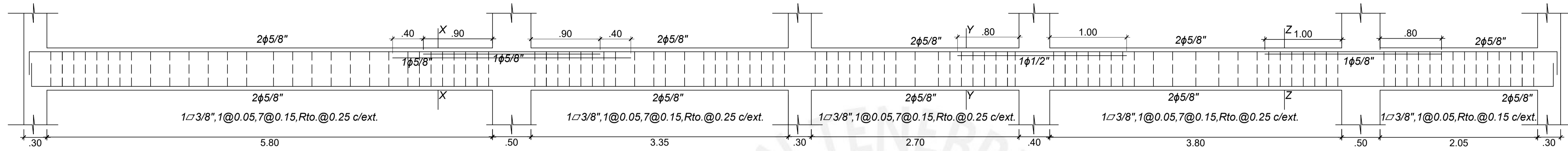


VG-03 (0.25x0.55) (Azotea)

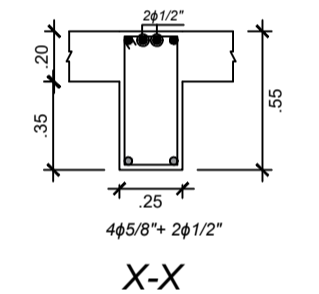
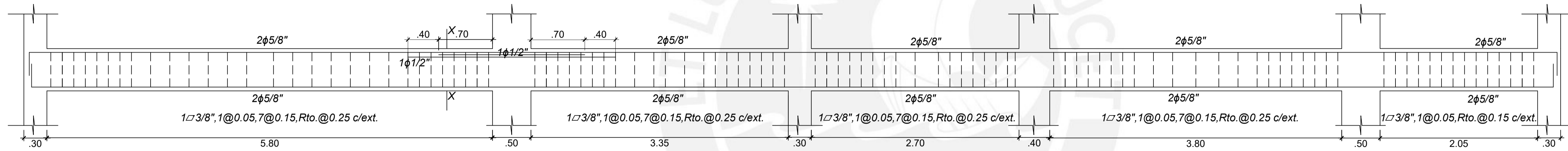




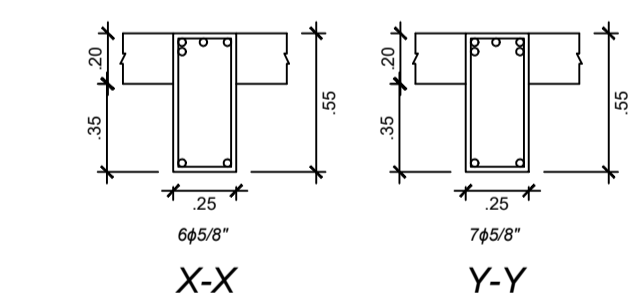
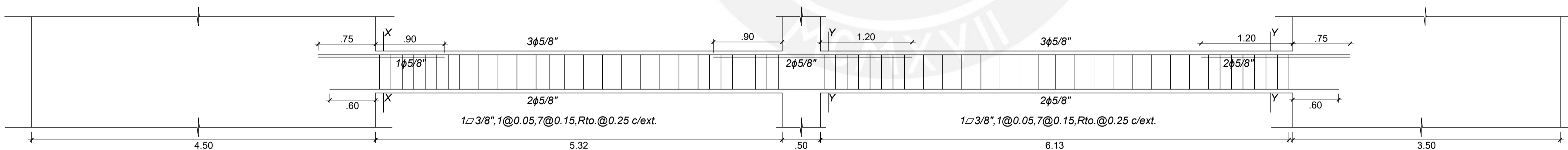
VG-04 (0.25x0.55) (1er al 2do piso)



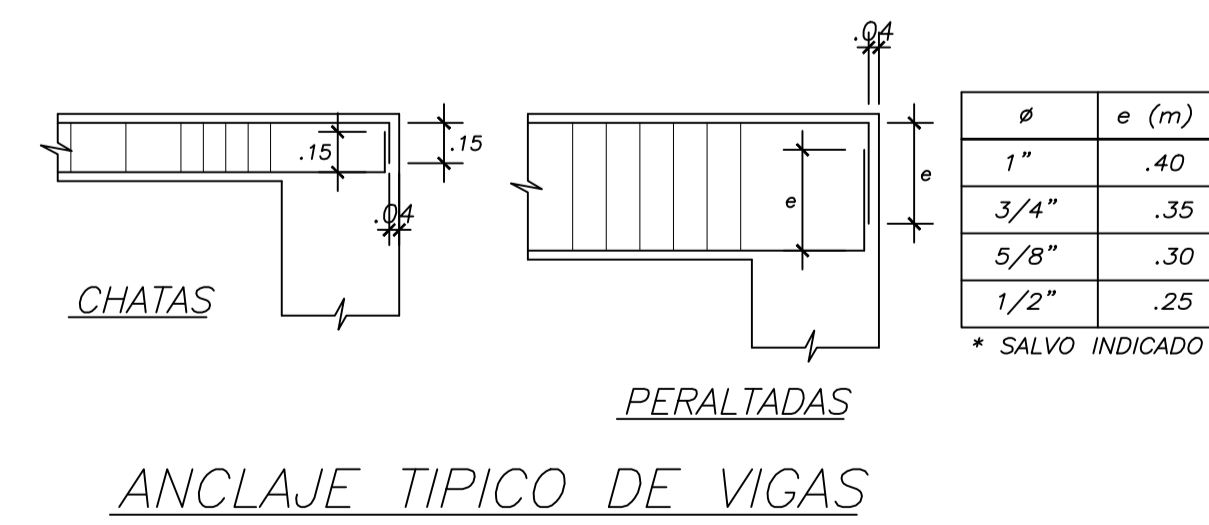
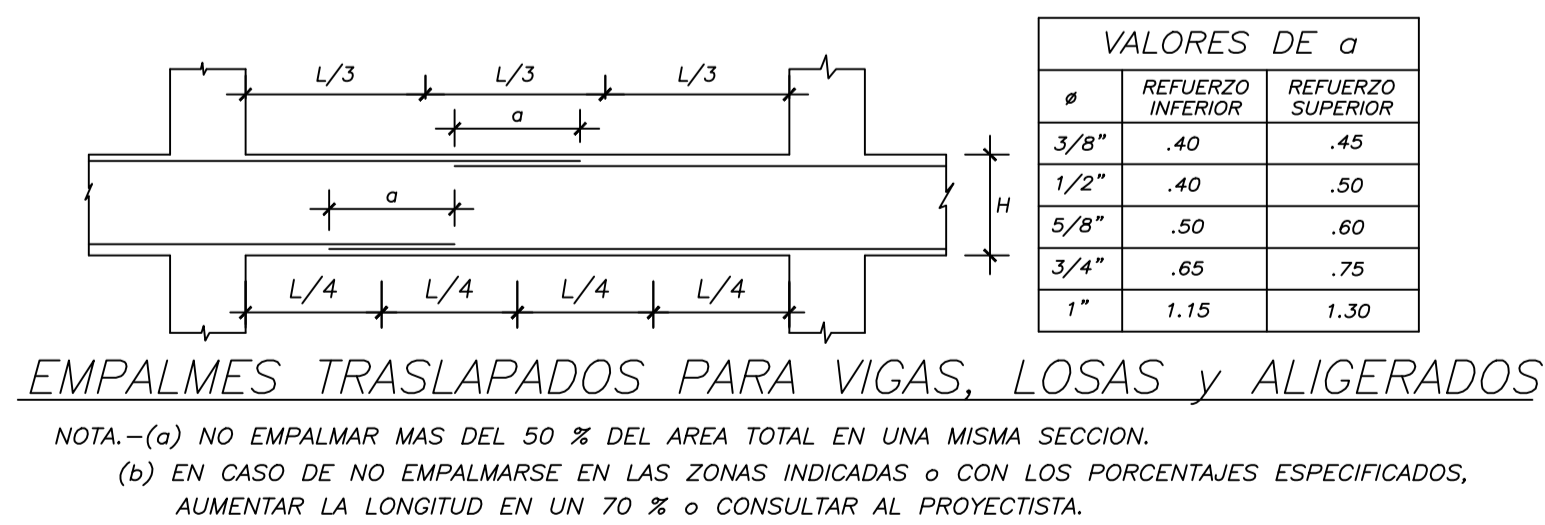
VG-04 (0.25x0.55) (3er al 7mo piso)

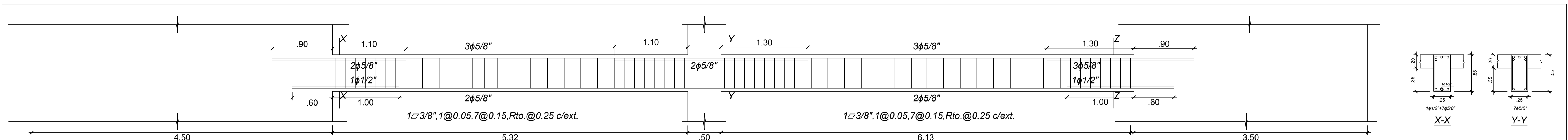


VG-04 (0.25x0.55) (8vo piso)

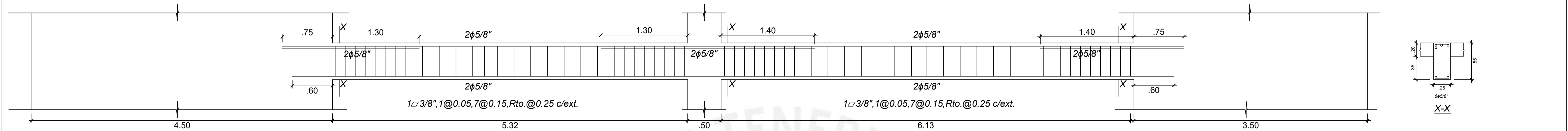


VG-05 (0.25x0.55) (1er al 2do piso)

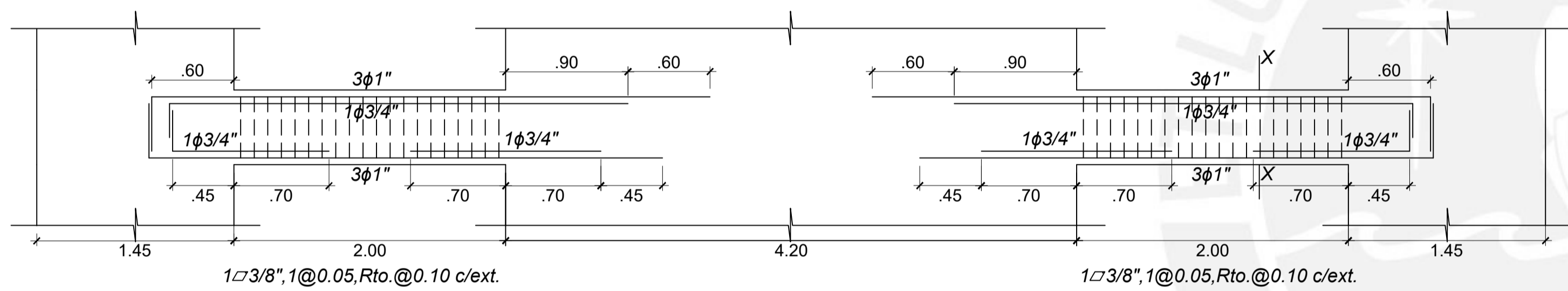




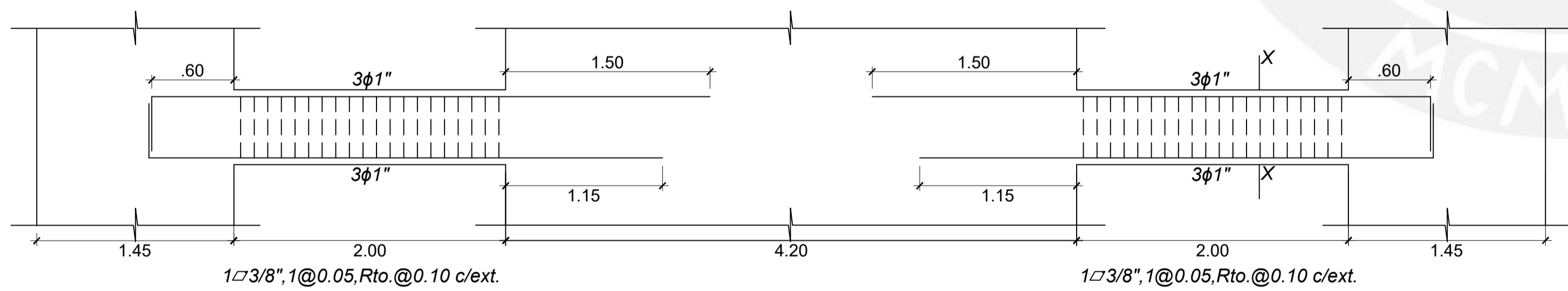
VG-05 (0.25x0.55) (3er al 7mo piso)



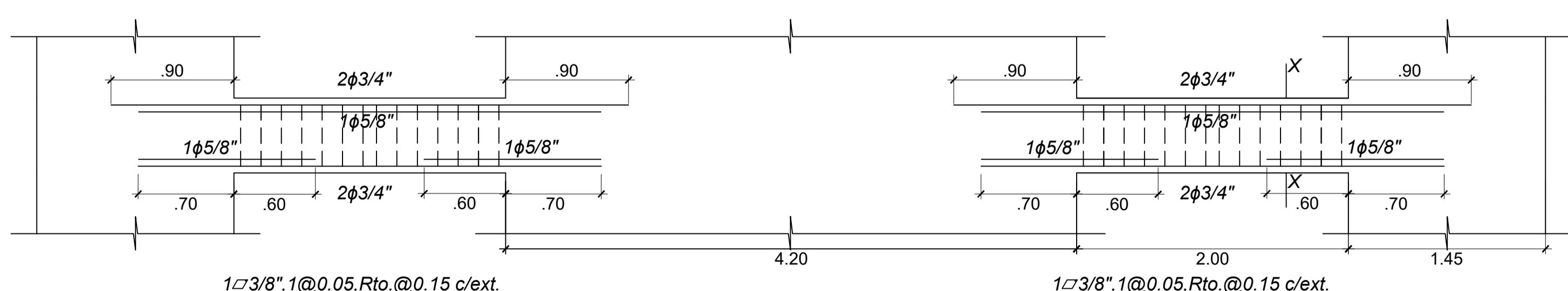
VG-05 (0.25x0.55) (8vo piso)



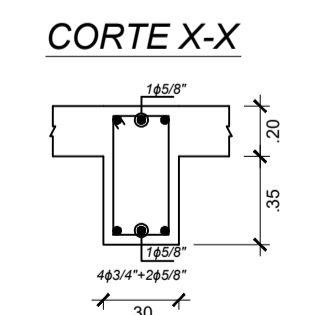
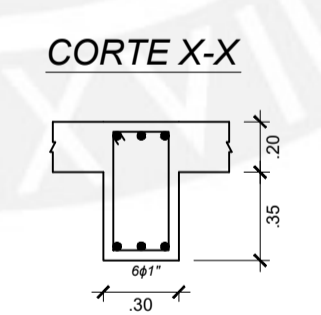
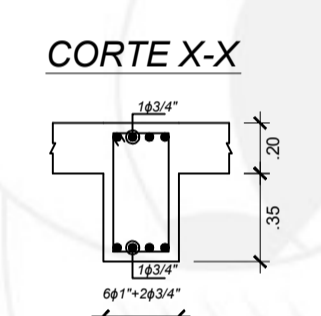
VG-06 (0.30x0.55) (1er al 4to piso)



VG-06 (0.30x0.55) (5to al 7mo piso)



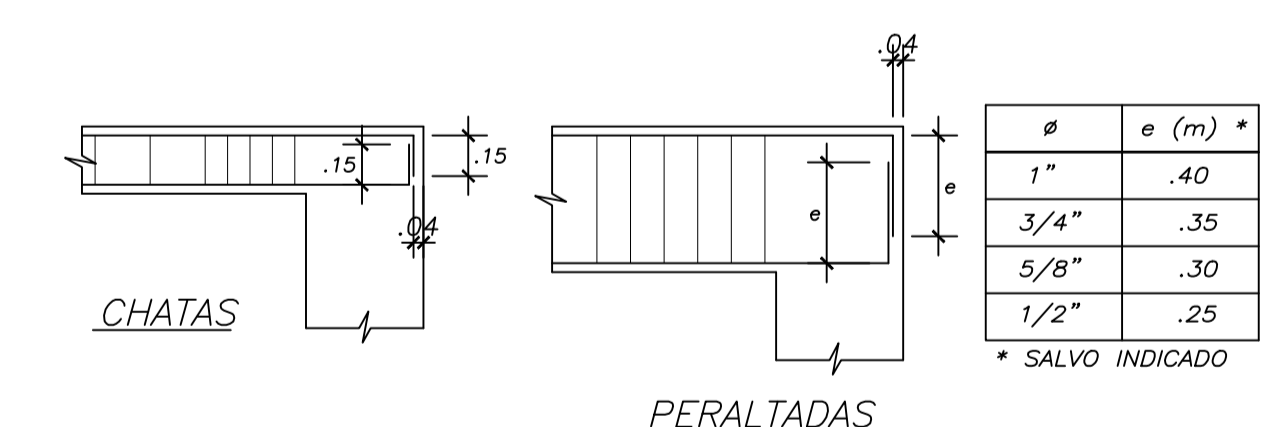
VG-06 (0.30x0.55) (8vo piso)



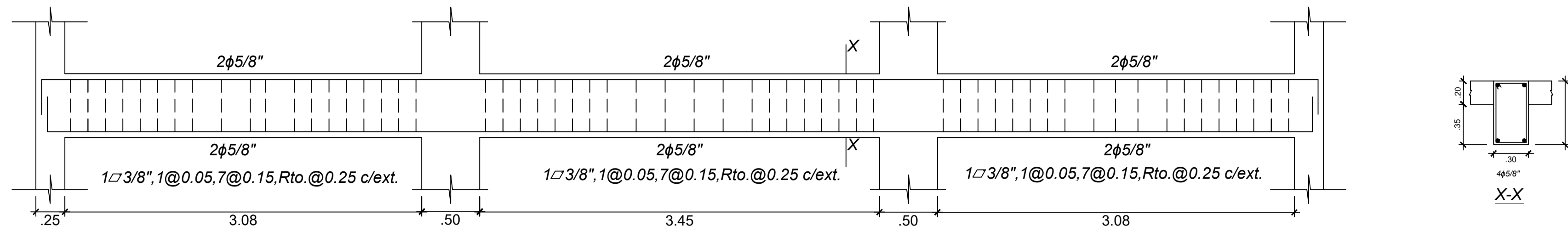
VALORES DE a		
#	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

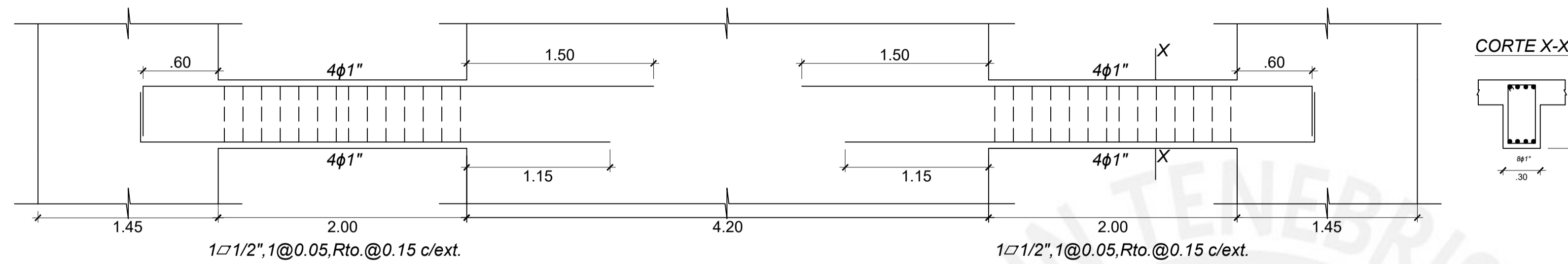
NOTA.- (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.



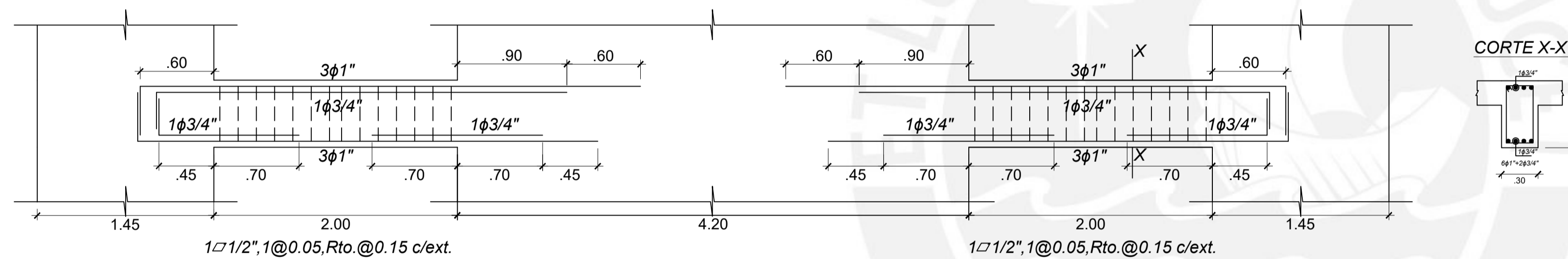
ANCLAJE TIPICO DE VIGAS



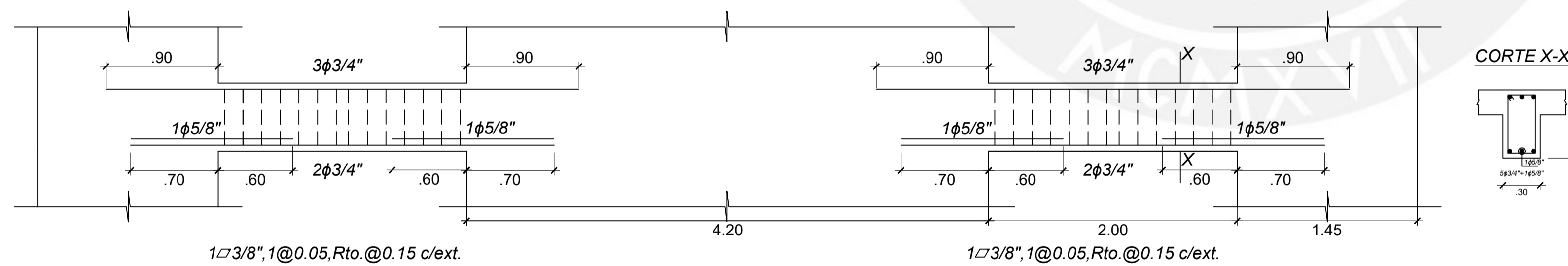
VG-07 (0.30x0.55) (1er al 8vo piso)



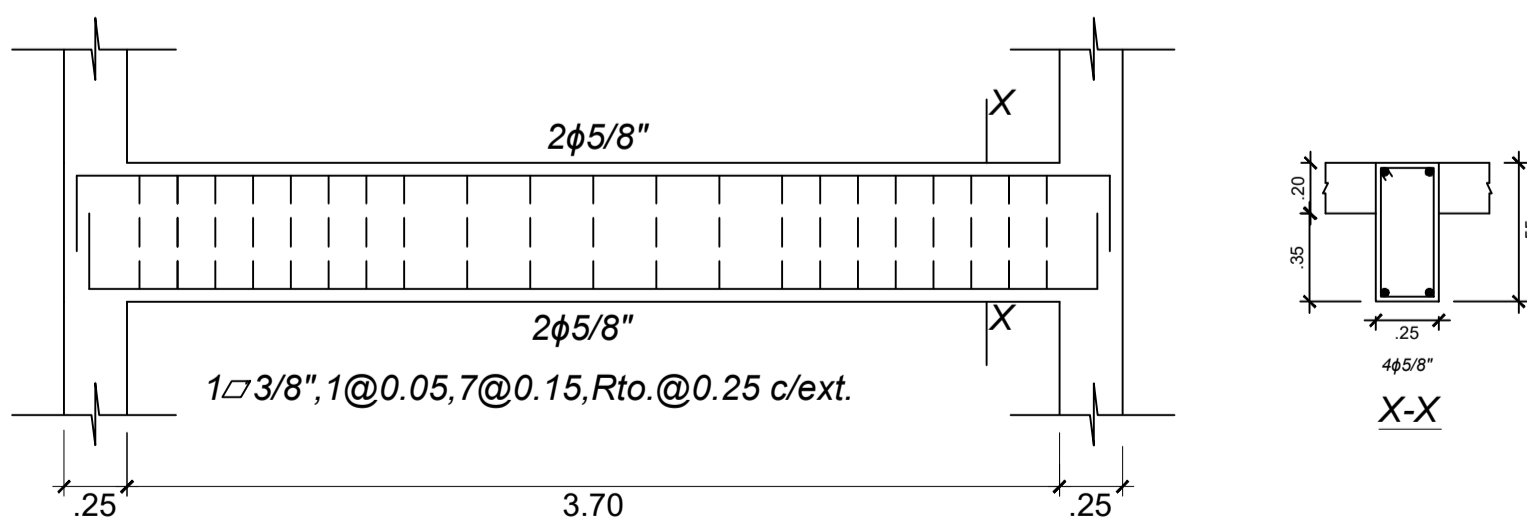
VG-09 (0.30x0.55) (1er al 4to piso)



VG-09 (0.30x0.55) (5to al 7mo piso)



VG-09 (0.30x0.55) (8vo piso)



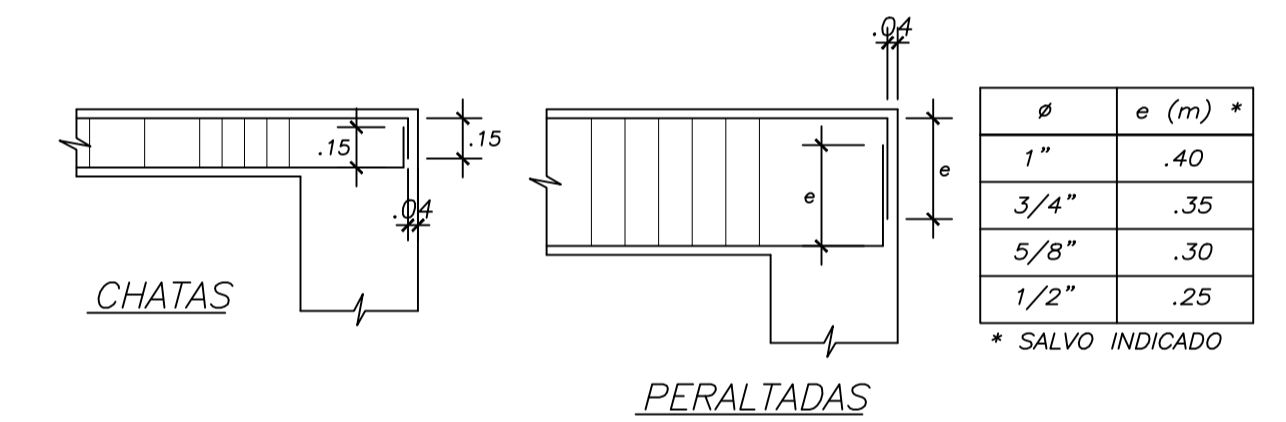
VG-08 (0.25x0.55) (1er al 8vo piso)

VALORES DE *a*

φ	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

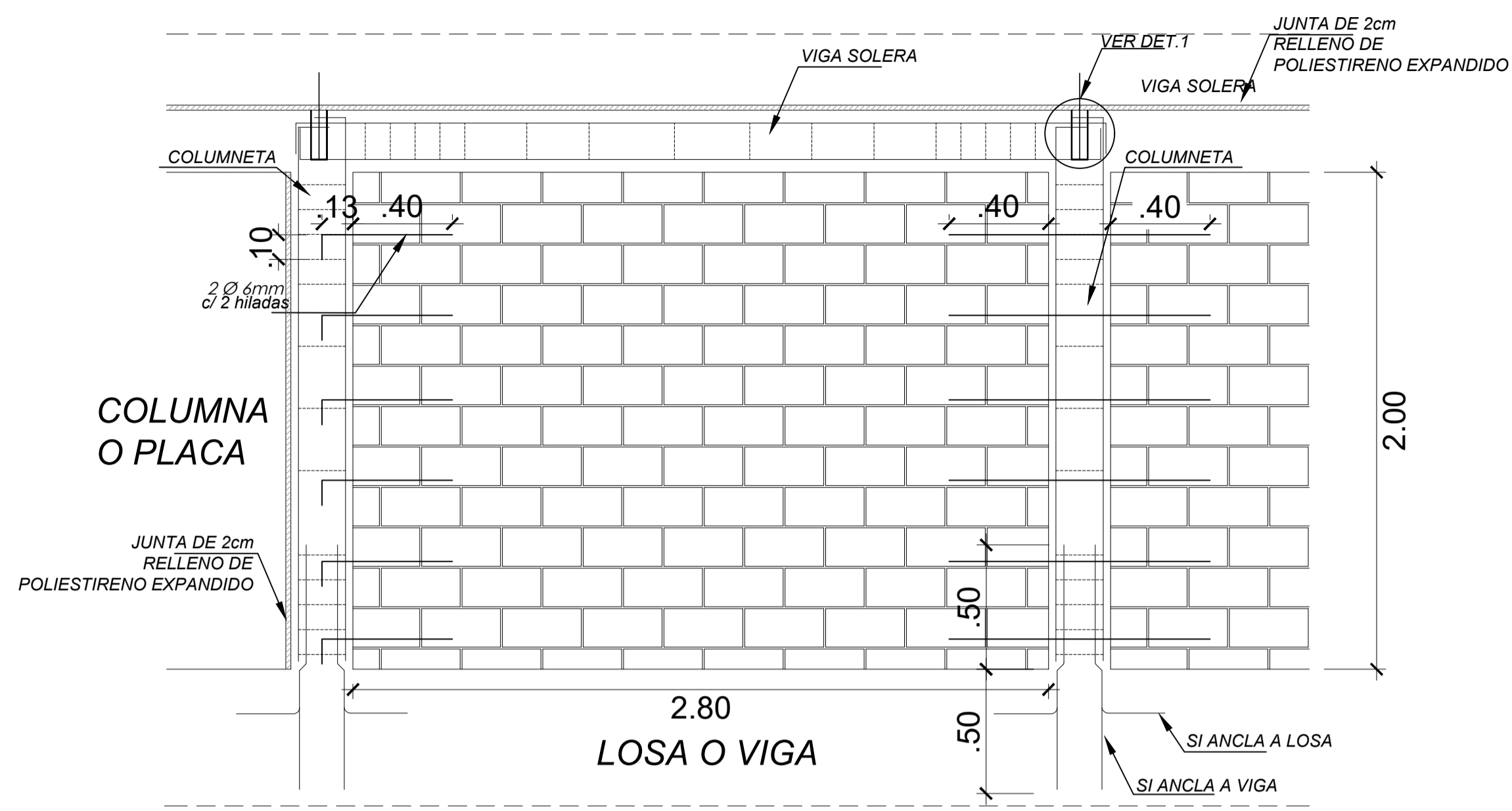
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA.—(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 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.



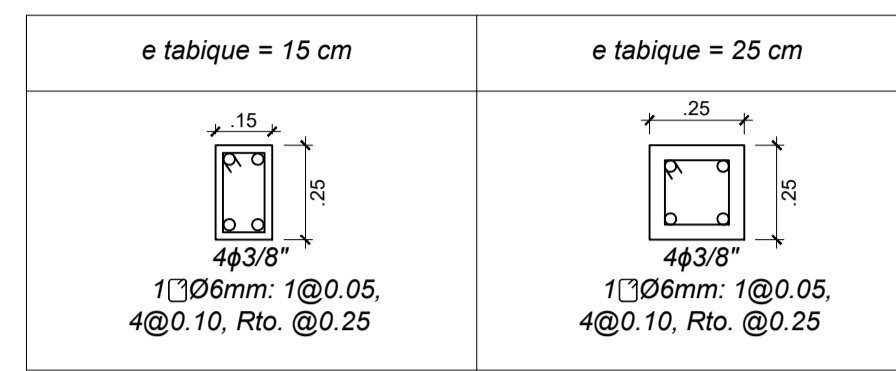
ANCLAJE TIPICO DE VIGAS

DETALLE TÍPICO DE TABIQUERÍA

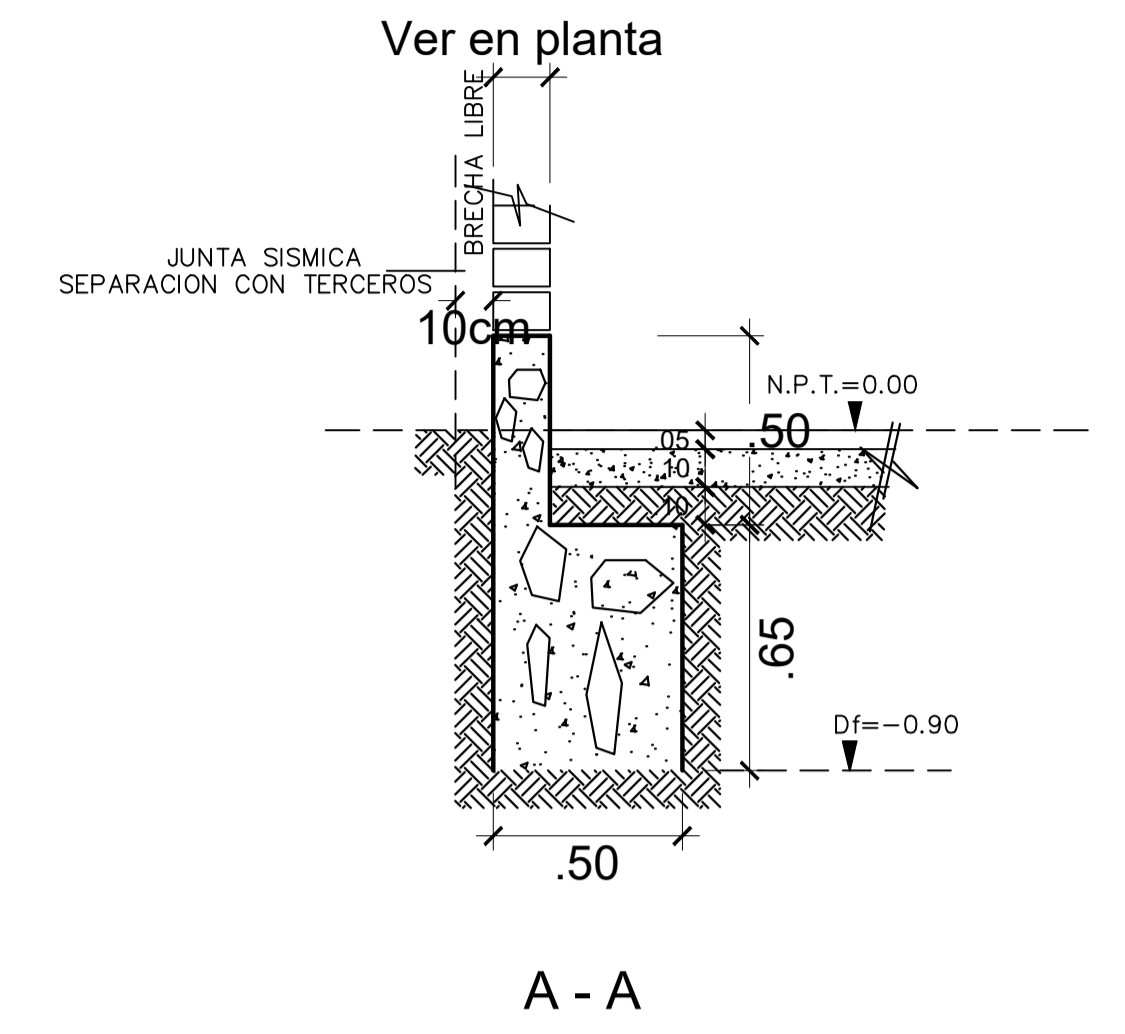
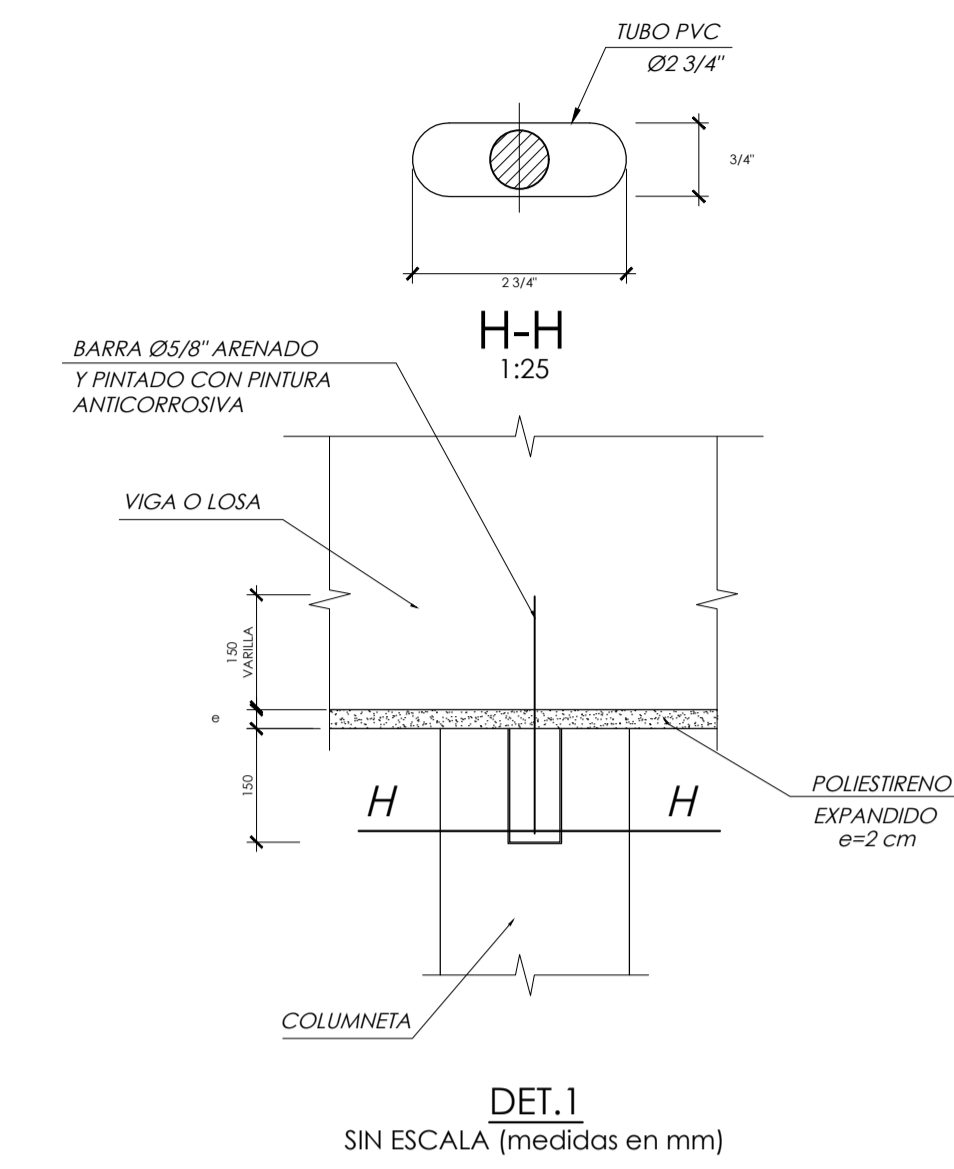
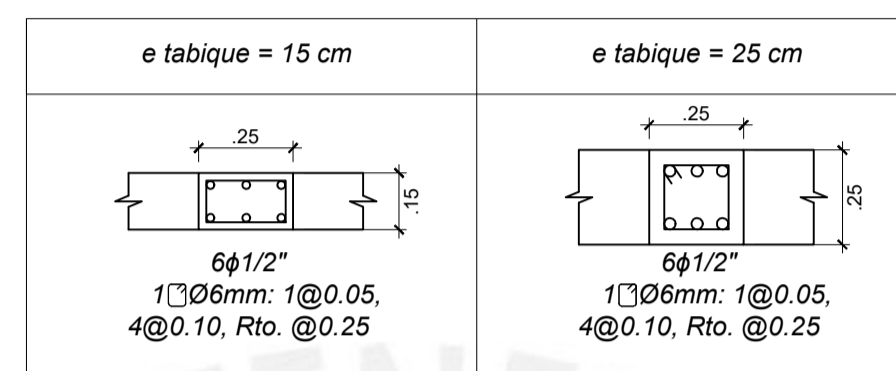


ELEVACIÓN TÍPICA DE MURO

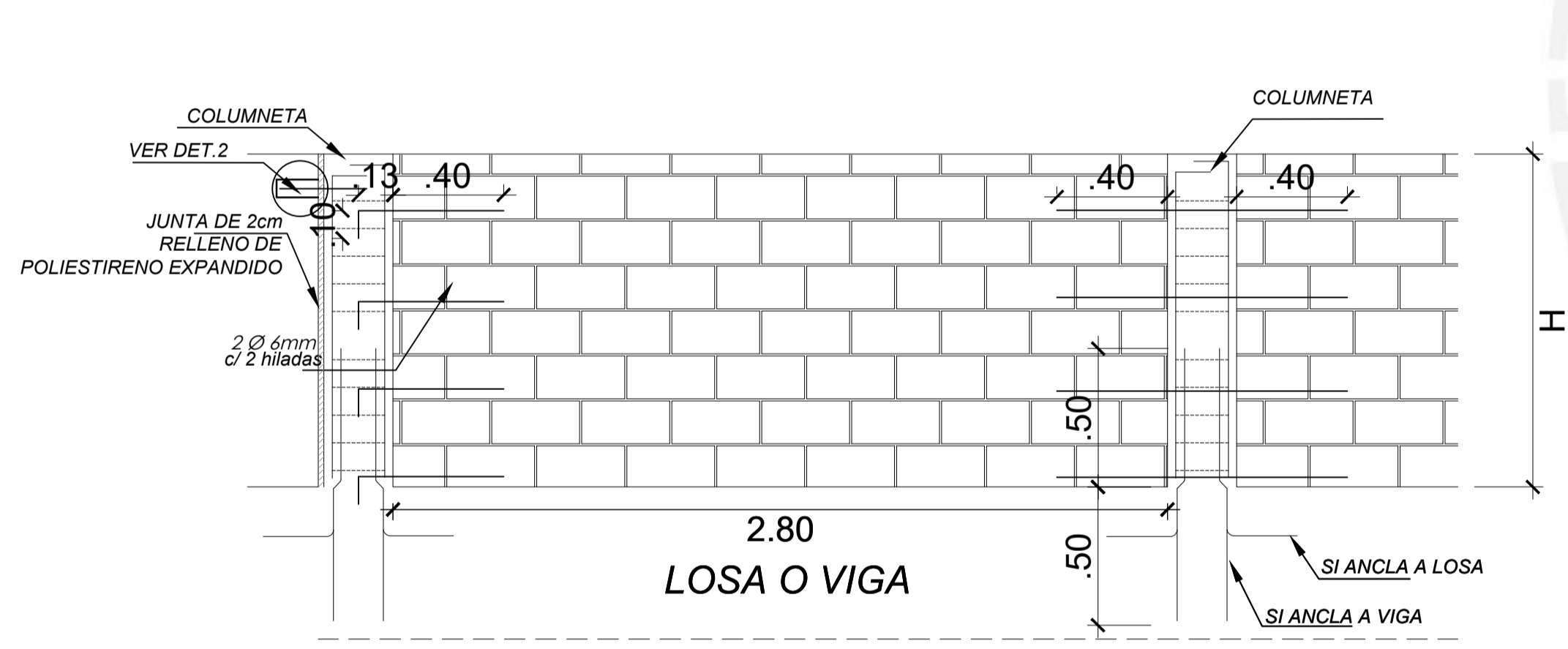
DETALLE DE VIGA SOLERA



DETALLE DE COLUMNETA

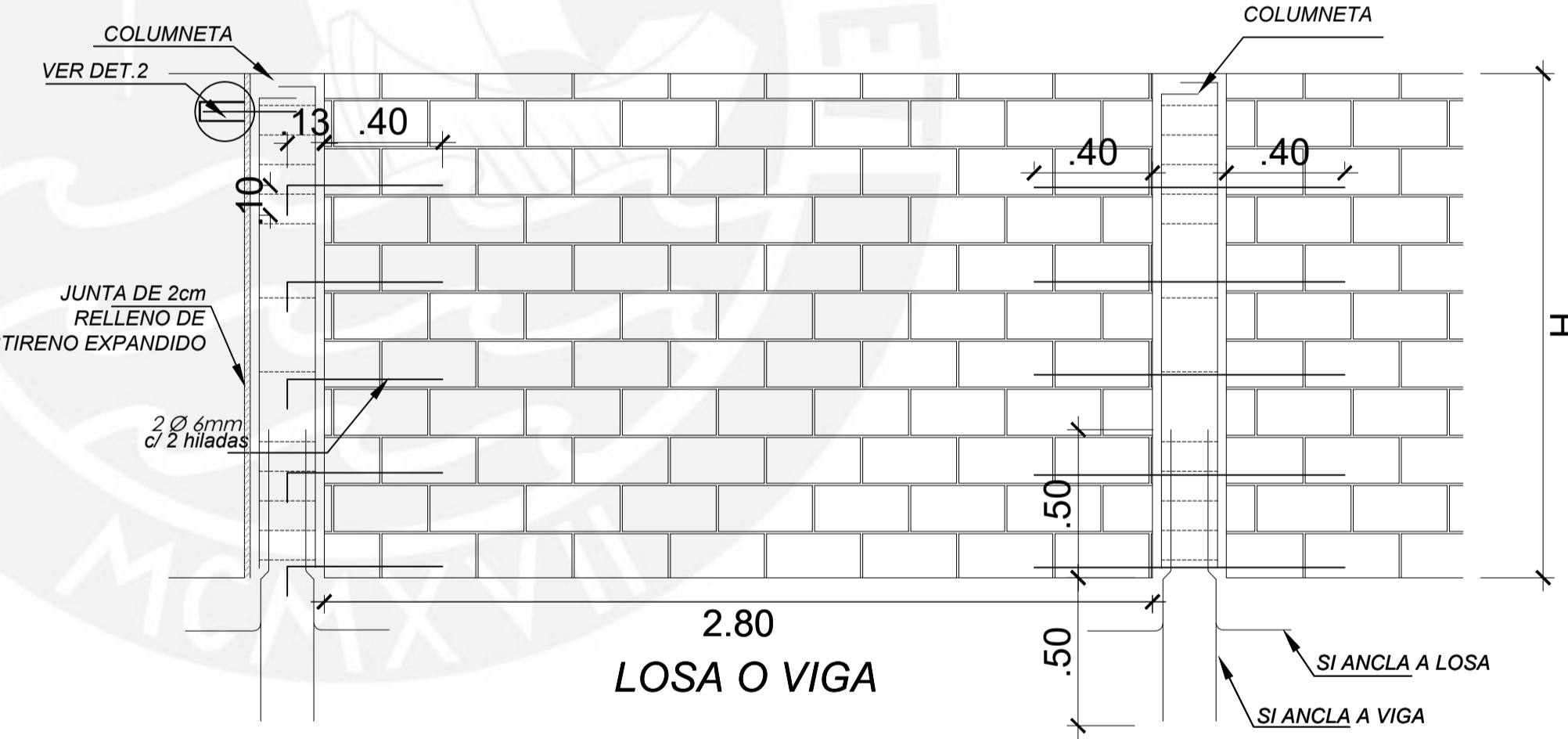


DETALLE TÍPICO DE PARAPETOS H<= 1.20 m

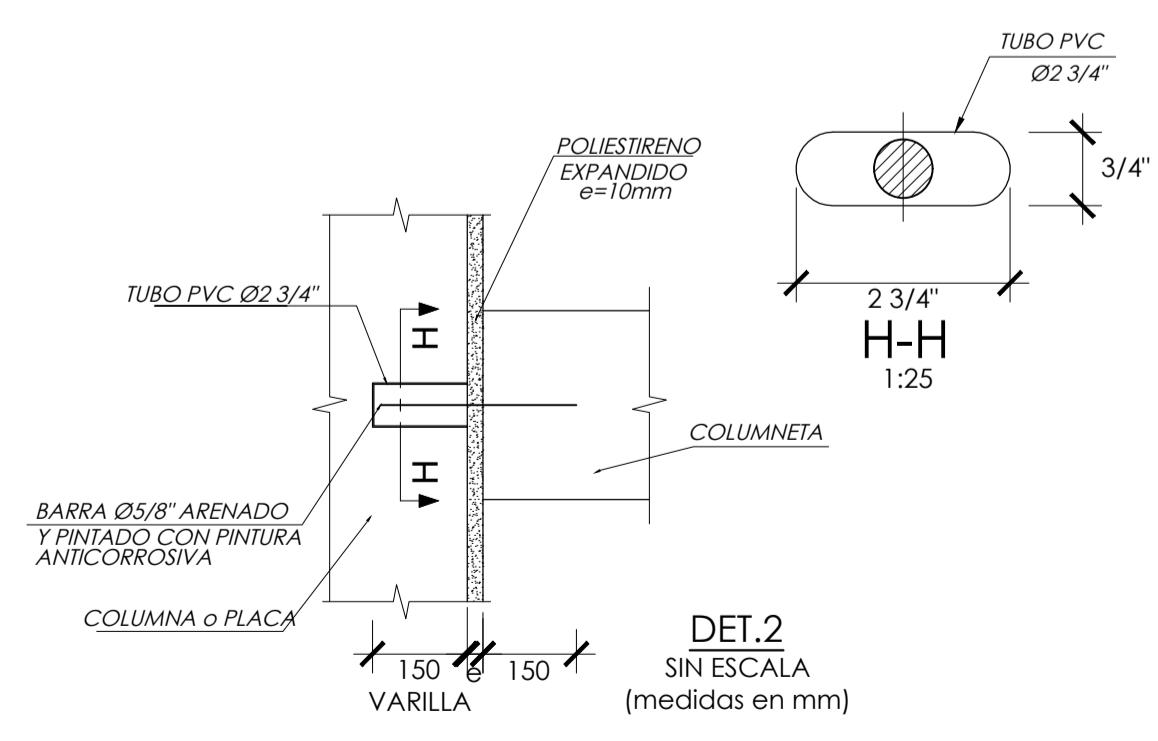
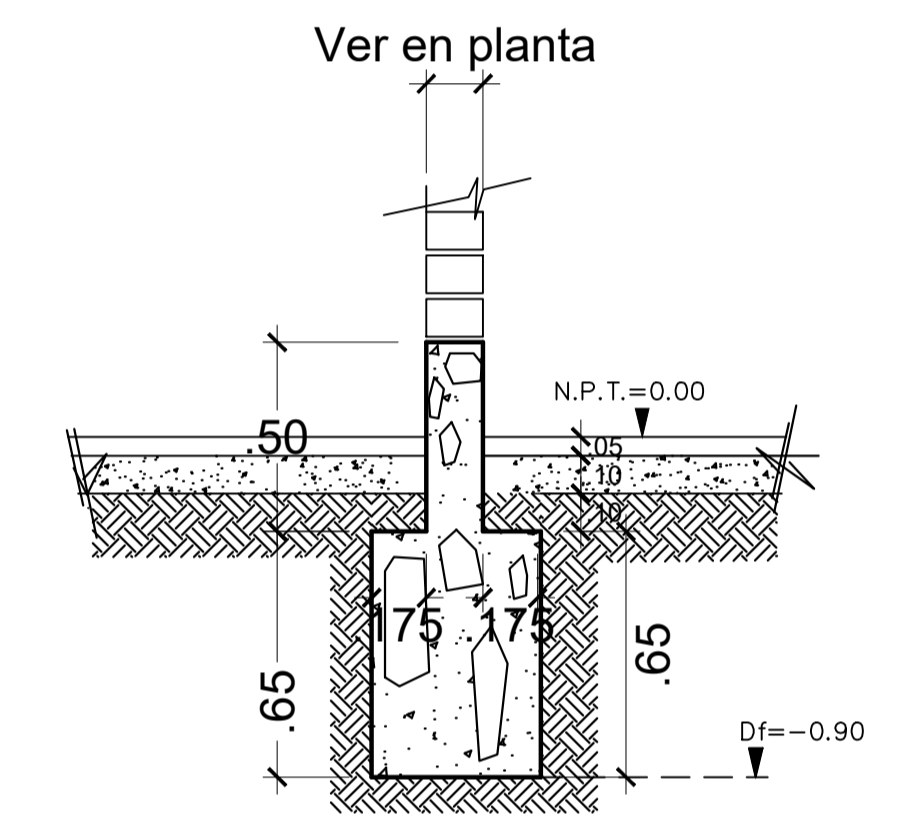


ELEVACIÓN TÍPICA DE MURO

DETALLE TÍPICO DE PARAPETOS 1.20 m<H<= 1.70 m



ELEVACIÓN TÍPICA DE MURO



DETALLE DE COLUMNETA

