

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
ARMADO DE SIETE PISOS**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil:

AUTOR:

MANUEL CUYA CAMARA

ASESOR:

DANIEL ROBERTO QUIUN WONG

Lima, marzo, 2022

RESUMEN

La presente tesis consiste en realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de 7 pisos destinado a vivienda ubicado en el distrito de Pueblo Libre en el departamento de Lima en un lote de un área total de 466.57 m² y un área techada de 374.27 m². El edificio tiene 28 departamentos, 4 en cada piso del primero al sexto y en la azotea se encuentra el cuarto máquinas para el ascensor. El condominio tiene áreas comunes como por ejemplo una playa de estacionamientos donde se encuentran los estacionamientos necesarios para el edificio. El suministro de agua se realizará mediante un sistema de cisterna y bomba hidroneumática, sin tanque elevado.

La capacidad portante del suelo es de 4 kg/cm² a 1.20 m de profundidad respecto a nivel del terreno natural y la cimentación estará compuesta de zapatas aisladas, combinadas y conectadas de las dimensiones necesarias para soportar las solicitaciones del edificio. Por otro lado, al estar en la costa peruana obtiene una zonificación sísmica como Zona 4 y debido al tipo de suelo que este compuesto de conglomerado de grava gruesa presenta un tipo de suelo S1.

Se realizó la estructuración y predimensionamiento de los principales elementos estructurales tomando como referencia la arquitectura y modificando las dimensiones de los elementos para que cumpla con la normativa vigente. El sistema estructural del edificio multifamiliar es de muros estructurales, las placas o muros de corte estarán presente en ambas direcciones con el fin de controlar los desplazamientos laterales inducidos por sismos además de columnas y vigas que aportarán en menor medida. Para los pisos se usaron losas aligeradas y losas macizas que se comportarán como diafragmas rígidos en cada nivel del edificio.

El análisis y diseño se rigieron por la normativa del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) cumpliendo satisfactoriamente los requisitos del análisis dinámico, análisis estático y la resistencia de los elementos de concreto armado. Específicamente se seguirán los requisitos sismorresistentes de la norma E.030, los requisitos de diseño de concreto armado de la norma E.060 y los valores de pesos y sobrecargas de la norma E.020.

Para el análisis sísmico se utilizó el programa ETABS, obteniendo una deriva admisible y las fuerzas internas en cada elemento. Se diseñarán todos los elementos estructurales con las combinaciones de cargas de diseño según la norma para elementos tales como losas, vigas, columnas, placas, cimentaciones, escaleras, cisterna y tanque elevado.

ÍNDICE

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 OBJETIVOS.....	1
1.2 METODOLOGÍA	2
1.3 ARQUITECTURA.....	2
1.4 MATERIALES EMPLEADOS	3
CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN	4
CAPITULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO.....	7
3.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS	7
3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	9
3.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	10
3.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS.....	12
3.6 PREDIMENSIONAMIENTO DE CISTERNA	13
CAPITULO 4: METRADO DE CARGAS	14
4.1 METRADO DE LOSA ALIGERADA	14
4.2 METRADO DE LOSA MACIZA	15
4.3 METRADO DE VIGAS	16
4.4 METRADO DE COLUMNAS.....	17
4.5 METRADO DE PLACAS	18
4.6 METRADO DE ESCALERA	20
4.7 METRADO DE CISTERNA.....	21
CAPITULO 5: ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	23
5.1 ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA ESTRUCTURA	24
5.2 ANÁLISIS DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA	25
5.3 VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES	27
5.3.1 IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO.....	27
5.3.2 IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL.....	28
5.3.3 IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ	28
5.3.4 IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA	29
5.3.5 IRREGULARIDAD DE MASA O PESO	29
5.3.6 IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL.....	29
5.3.7 DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES.....	30

5.3.8	DISCONTINUIDAD EXTREMA DE LOS SISTEMAS RESISTENTES	30
5.3.9	IRREGULARIDAD TORSIONAL.....	30
5.3.10	IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA	31
5.3.11	ESQUINAS ENTRANTES	32
5.3.12	DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA	32
5.3.13	SISTEMAS PARALELOS.....	32
5.4	VERIFICACIÓN DE REDUCCIÓN SÍSMICA	32
5.5	FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE	33
5.6	JUNTA SÍSMICA.....	33
5.7	CONTROL DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN (P-DELTA) .	34
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSA ALIGERADA.....		35
6.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	35
6.2	REQUISITOS DE REFUERZO	36
6.3	DISEÑO POR FLEXIÓN	36
6.4	DISEÑO POR CORTE	37
6.6	CONTROL DE DEFLEXIONES.....	38
5.7	CONTROL DE FISURACIÓN.....	39
6.7	EJEMPLO DE DISEÑO.....	40
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE LOSA MACIZA.....		45
7.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	45
7.2	REQUISITOS DE REFUERZO	45
7.3	DISEÑO POR FLEXIÓN	46
7.4	DISEÑO POR CORTE	47
7.5	EJEMPLO DE DISEÑO.....	47
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE VIGAS.....		49
8.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	49
8.2	REQUISITOS DE REFUERZO	49
8.3	DISEÑO POR FLEXIÓN	50
8.4	DISEÑO POR CORTE	51
8.5	CONTROL DE DEFLEXIONES.....	53
8.7	CONTROL DE FISURACIÓN.....	53
8.8	EJEMPLO DE DISEÑO.....	53
8.9	EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA CHATA	59

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE COLUMNAS	60
9.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	60
9.2 REQUISITOS DE REFUERZO	61
9.3 DISEÑO POR FLEXIÓN	61
9.4 EFECTOS DE LA ESBELTEZ.....	62
9.4.1 ESTRUCTURAS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL (ARRIOSTRADA)	63
9.4.2 ESTRUCTURAS CON DESPLAZAMIENTO LATERAL.....	65
9.5 DISEÑO POR CORTE	65
9.6 EJEMPLO DE DISEÑO.....	68
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE MUROS	73
10.1 MUROS.....	73
10.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	73
10.3 REQUISITOS DE REFUERZO	73
10.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	74
10.4.1 MUROS ESBELTOS.....	74
10.4.2 MUROS BAJOS.....	74
10.5 DISEÑO POR CORTE	75
10.6 EJEMPLO DE DISEÑO.....	77
11.1 PREDIMENSIONAMIENTO POR PRESIÓN ADMISIBLE	80
11.2 VERIFICACIÓN DE PUNZONAMIENTO	81
11.3 DISEÑO DEL CORTE POR FLEXIÓN.....	82
11.4 DISEÑO POR FLEXIÓN	82
11.3 EJEMPLO DE DISEÑO PARA ZAPATA AISLADA	83
11.8 EJEMPLO DE DISEÑO PARA ZAPATA COMBINADA	86
CAPÍTULO 12: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES.....	90
12.1 DISEÑO DE ESCALERAS.....	90
12.1.1 EJEMPLO DE DISEÑO.....	90
12.2 DISEÑO DE CISTERNA	91
12.2.1 EJEMPLO DE DISEÑO.....	91
CAPÍTULO 13: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	95
BIBLIOGRAFÍA	97

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Plano de áreas de habitaciones.	3
Figura 2. Plano de arquitectura	6
Figura 3. Distribución de espesor de losas aligeradas.	8
Figura 4. Distribución de losas macizas.	9
Figura 5. Distribución de columnas	12
Figura 6. Cargas de vigueta	15
Figura 7. Cargas de la viga	16
Figura 8. Área de influencia de la viga	17
Figura 9. Área de influencia de la columna.	18
Figura 10. Área de influencia de la placa	20
Figura 11. Cargas de la escalera	21
Figura 12. Vistas del modelo en ETABS	23
Figura 13. Espectro de aceleraciones.	26
Figura 14. Detalle de aligerado de 20cm.....	35
Figura 15. Equilibrio de sección agrietada (Ottazi Pasino,2016).....	37
Figura 16. DFC y DMF de la vigueta analizada.....	40
Figura 17. Distribución del refuerzo en la losa aligerada.....	44
Figura 18. Diseño final de la losa maciza.	48
Figura 19. Resumen de los requisitos para el diseño sísmico por flexión para las vigas (Norma E.060, 2009).....	51
Figura 20. Resumen de las disposiciones para el diseño sísmico por corte (Norma E.060, 2009).....	53
Figura 21. DFC Y DMF de la viga a diseñar.....	53
Figura 22. Fuerza cortante para el sismo amplificado por 2.5.....	55
Figura 23. Fuerzas cortantes relacionadas a la capacidad de refuerzo.	56
Figura 24. Diseño final de la viga.	58
Figura 25. Puntos notables del diagrama de interacción (Ottazzi Pasino,2016).	61
Figura 26. Resumen diseño por capacidad (Norma E.060, 2009).....	66
Figura 27. Resumen de espaciamiento por confinamiento (Norma E.060, 2009).	68
Figura 28. Sección de la columna propuesta (8 barras de 5/8").....	69
Figura 29. Diagrama de interacción en dirección X-X.	70
Figura 30. Diagrama de interacción en dirección Y-Y.	70

Figura 31. Diseño final de la columna.	72
Figura 32. Disposiciones para elementos de borde (Norma E.060, 2009).	75
Figura 33. Diagrama de interacción en dirección X-X.	77
Figura 34. Diagrama de interacción en dirección Y-Y.	78
Figura 35. Diseño final de la placa.	79
Figura 36. Planta de diseño de la zapata.	80
Figura 37. Sección crítica por punzonamiento de la zapata.	81
Figura 38. Sección crítica para el corte por flexión de la zapata.	82
Figura 39. Sección para diseño por flexión de la zapata.	83
Figura 40. Diseño final de la zapata.	86
Figura 41. Diseño final de la zapata combinada.	89
Figura 42. DMF y DFC de la escalera analizada.	90
Figura 43. Diseño final de la escalera.	91
Figura 44. DMF para el fondo de la cisterna.	92
Figura 45. DMF para paredes laterales de la cisterna.	92
Figura 46. DMF para la tapa de la cisterna.	92
Figura 47. DFC para la fondo y pared lateral de la cisterna.	93
Figura 48. DFC para la tapa de la cisterna.	93
Figura 49. Diseño final de la cisterna.	94

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Consideraciones recomendadas para losas aligeradas.	7
Tabla 2. Predimensionamiento de losas aligerados	7
Tabla 3. Predimensionamiento de losas macizas.	9
Tabla 4. Predimensionamiento de vigas.	10
Tabla 5. Predimensionamiento de columnas sin considerar aporte de acero. .	11
Tabla 6. Predimensionamiento de columnas considerando aporte de acero. ...	12
Tabla 7. Cargas muertas de los elementos del modelo	14
Tabla 8. Carga viva utilizadas en el modelo.....	14
Tabla 9. Cargas soportadas por la columna.....	18
Tabla 10. Cargas soportadas por la columna.....	19
Tabla 11. Resultados de análisis modal.....	24
Tabla 12. Factor de amplificación sísmica y exponencial de distribución.....	25
Tabla 13. Factor de amplificación sísmica y exponencial de distribución.....	25
Tabla 14. Desplazamientos y altura para el análisis dinámico.	26
Tabla 15. Desplazamiento relativo para el análisis dinámico.	27
Tabla 16. Deriva para el análisis dinámico.....	27
Tabla 17. Irregularidad piso blando en X-X.	28
Tabla 18. Irregularidad piso blando en Y-Y.	28
Tabla 19. Irregularidad extrema de rigidez en X-X.	29
Tabla 20. Irregularidad extrema de rigidez en Y-Y.	29
Tabla 21. Irregularidad torsional en X-X.....	30
Tabla 22. Irregularidad torsional en Y-Y.....	31
Tabla 23. Irregularidad torsional extrema en X-X.....	31
Tabla 24. Irregularidad torsional extrema en Y-Y.....	31
Tabla 25. Irregularidad de esquinas entrantes.	32
Tabla 26. Verificación de reducción sísmica.	32
Tabla 27. Factor de escala.....	33
Tabla 28. Junta de separación sísmica.	33
Tabla 29. Control de efectos de segundo orden en X-X.....	34
Tabla 30. Control de efectos de segundo orden en Y-Y.....	34
Tabla 31. Límites para el control de deflexiones.	38
Tabla 32. Refuerzo longitudinal requerido y colocado para vigueta.	41

Tabla 33. Corte de acero para el primer tramo.....	42
Tabla 34. Verificación de control de deflexión.	42
Tabla 35. Cálculo de deflexiones inmediatas.	43
Tabla 36. Cálculo de deflexiones diferidas.	43
Tabla 37. Refuerzo longitudinal requerido y colocado para losa maciza.....	48
Tabla 38. Refuerzo longitudinal requerido y colocado para viga.	54
Tabla 39. Verificación de requisitos de acero para la viga.	55
Tabla 40. Cortante por capacidad para la viga diseñada.	56
Tabla 41. Comparación de cortantes por capacidad y envolvente con el sismo amplificado por 2.5.	57
Tabla 42. Verificación de control de deflexión.	58
Tabla 43. Refuerzo longitudinal requerido y colocado para viga chata.	59
Tabla 44. Combinaciones de carga para el diseño de la columna.	69
Tabla 45. Combinaciones de carga para el diseño de la placa.	77
Tabla 46. Cargas en la cimentación.	83
Tabla 47. Refuerzo por flexión de la zapata.	86
Tabla 48. Coordenadas de los centros de gravedad.	87
Tabla 49. Resultados de la traslación de fuerzas.	87
Tabla 50. Esfuerzos en la zapata combinada.....	87
Tabla 51. Esfuerzos con distribución triangular de la zapata combinada.	88
Tabla 52. Verificación por punzonamiento de zapata combinada.	88
Tabla 53. Refuerzo por flexión de la zapata.	89
Tabla 54. Refuerzo para los tramos de la escalera.	90
Tabla 55. Refuerzo para la cisterna.	93

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas las regiones de Latinoamérica presentaron un desarrollo económico que generó nuevas oportunidades de empleo que impulsó a los ciudadanos a mudarse a regiones metropolitanas. El constante crecimiento poblacional en esa región nos da como resultado una mayor demanda de alquiler y construcción de nuevas viviendas. En el caso de Perú, estimaciones estatales dieron como resultado un déficit de viviendas de aproximadamente de 1.9 millones de viviendas para todo el país (INEI, 2009) y estimaciones privadas estiman 612 464 de viviendas en Lima Metropolitana (HGP Group, 2017).

Por otro lado, la provincia de Lima se encuentra en una zona sísmica en la cual se tiene registro de terremotos devastadores como el ocurrido en 1746 que ocasionó un maremoto en la costa del Callao dejando 15 000 fallecidos (Odriozola, 1863). Eventos como el descrito anteriormente hace necesario que las viviendas a construirse tengan un comportamiento adecuado frente a los sismos que soportará durante su vida útil.

El presente trabajo contendrá un diseño que cumpla con un comportamiento satisfactorio frente a los sismos a lo largo de su vida útil además el procedimiento será general logrando su aplicación el diseño de otras edificaciones. Para cumplir con lo anterior mencionado se seguirá como guía la tesis “Diseño estructural de un edificio de viviendas, con un sótano y seis pisos, ubicado en Magdalena” de Aníbal Tafur Gutiérrez debido a que los proyectos tienen características similares como tener una estructura de muros de ductilidad limitada que será convertida a una de muros estructurales o sistema dual dependiendo de los resultados que se obtendrán.

Se presentará el diseño de toda la edificación partiendo desde los planos de arquitectura además de parámetros necesarios para construir el espectro de diseño siguiendo la E.030 como la zonificación y el perfil del tipo de suelo. Dando como resultado un diseño integral de la estructura desde las vigas, columnas, placas y losas presentado los pasos realizados para los elementos con mayores solicitaciones que deberán tener un comportamiento adecuado ante solicitaciones sísmicas a lo largo de su vida.

1.1 OBJETIVOS

El objetivo general del proyecto es el diseño de un edificio multifamiliar tradicional de concreto armado cumpliendo con el reglamento y la normativa vigente que rige en la ciudad de Lima, Perú. Para lo cual será necesario cumplir los siguientes objetivos secundarios:

- Cumplir con una estructuración para el edificio multifamiliar (usando esencialmente elementos como vigas, columnas y placas) para tener un sistema estructural sismorresistente seguro y económico.
- El edificio cumplirá con una deriva máxima de 0.007 y otras modificaciones presentes en la normativa técnica vigente.

- Presentar y comentar los resultados más relevantes obtenidos al realizar un modelo en el programa ETABS.
- Los elementos serán diseñados con un método válido, como el diseño por resistencia, además se tendrá en cuenta en la sección del diseño todas las sollicitaciones que soportará y se presentará los cálculos de los elementos más relevantes.
- Plantear conclusiones y recomendaciones que puedan mejorar los procesos utilizados en el proyecto, como otros criterios de estructuración no mencionados.

1.2 METODOLOGÍA

Para el desarrollo de la tesis se siguieron etapas que se basan en el Reglamento Nacional de Edificaciones además de etapas recomendadas en la revisión de la literatura. Para lo cual será necesario cumplir lo siguientes objetivos secundarios:

- Se realizarán modificaciones de los planos de arquitectura para que la estructura tenga un sistema estructural adecuado.
- Estructuración y predimensionamiento que se basará en criterios recomendados por autores reconocidos además se modificará la arquitectura original si es necesario.
- Metrado de cargas que implica calcular las sollicitaciones que actuarán en todos los elementos.
- Análisis sísmico y estático que debe cumplir con lo requerido con la norma E.030 modificada en el 2018; de no cumplir se realizara un análisis para determinar qué acciones son necesarias para que la estructura cumpla con lo exigido con la norma.
- Diseño de la edificación en concreto armado corroborando que se cumpla lo exigido en la norma E.060 Concreto armado.
- Actualización de los planos con los cambios realizados en las etapas anteriores.
- Elaboración de conclusiones y comentarios.

1.3 ARQUITECTURA

La edificación a diseñar es un edificio multifamiliar de 7 pisos perteneciente a un condominio ubicado en el distrito de Pueblo Libre. El área del proyecto es de 466.57 m², forma rectangular, un área techada de 374.27 m² y el edificio consta de 28 departamentos con 4 departamentos en cada piso.

El condominio tiene un estacionamiento común donde se encuentran la cantidad de estacionamientos necesario para cada bloque, por lo cual no se destinó un espacio para estacionamientos en la arquitectura del edificio. Por otro lado, el cuarto de bombas se dibujará externamente a la arquitectura inicial del proyecto y el sistema de suministro de agua se realizará mediante una bomba hidroneumática sin tanque elevado.

Desde el primer nivel es un piso típico hasta el séptimo piso que tiene 4 departamentos, un ascensor, una escalera de emergencia y un acceso al ducto de las instalaciones eléctricas y de comunicaciones del edificio. Cada departamento tiene 3 habitaciones, 2 baños, una sala-comedor, una cocina y

patio-lavandería dando un área aproximada de 77 m² para cada departamento. Por otro lado, en la planta de azotea se estará ubicado el cuarto de máquinas del ascensor.



Figura 1. Plano de áreas de habitaciones.

1.4 MATERIALES EMPLEADOS

Los materiales empleados para el edificio tienen las siguientes características y propiedades mecánicas.

Concreto armado

Se tendrá una hipótesis de un comportamiento definido por un bloque equivalente de compresiones.

- Resistencia nominal a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E = 15000 \cdot \sqrt{f'c} = 217370 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$
- Módulo de ruptura: $fr = 2 \cdot \sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación máxima: $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Esfuerzo de compresión máximo: $f'c \text{ máximo} = 0.85 f'c$

Acero corrugado

Se tendrá una hipótesis de un comportamiento elastoplástico perfecto y será acero grado 60.

- Esfuerzo de fluencia: $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación de fluencia: $\epsilon_y = 0.0021$

CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN

El proceso de estructuración se refiere a colocar elementos verticales y horizontales que aporten rigidez y resistencia frente a las sollicitaciones que se encontrara sometida la estructura a lo largo de su vida útil respetando la funcionalidad de la arquitectura y distribución de ambientes. Cabe recordar que la estructura no se diseñara para soportar el sismo más severo y con periodo de retorno mayor, sino que se realiza el diseño para asegurar un correcto desempeño en el sismo que implica que los ocupantes puedan salir hacia una zona segura durante el evento sin resultar heridos.

Se comenzará a diseñar el proyecto desde la arquitectura por lo cual se inició colocando elementos estructurales (columnas, vigas y placas) donde el arquitecto encontró conveniente, posteriormente se analizará la estructuración propuesta teniendo en cuenta el principio básicos de la simplicidad, simetría, resistencia, rigidez lateral, hiperestaticidad, uniformidad y continuismo (Blanco, 1994); para evitar en etapas posteriores tener problemas como torsión, piso blando o columna corta que requerirán volver a plantear la estructuración. Es necesario para esta etapa recurrir a libros o congresos que tengan como tópico central dar a conocer problemas que surgieron con estructuras alrededor del mundo. Finalmente, cuando se termina de verificar cualitativamente que la estructura no tiene ningún problema evidente se comenzará a predimensionar los elementos que se colocaron.

La norma específica que para denominar una estructura de muros estructurales el 70% de la fuerza actuante en la base debe ser tomada por los muros de corte o placas y para el sistema dual la fuerza cortante será tomado por muros que están entre 20% y 70% del cortante en la base del edificio y los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30% de la fuerza cortante (NTE E.030 - 2018).

Análogo a lo anterior mencionado las dimensiones de los elementos que se colocarán deberán ser sometidas a un análisis cuantitativo que se realizará en la siguiente sección, es por ello que no se tomará en consideración las dimensiones.

Consideraciones generales

Siguiendo las consideraciones del libro “Estructuración y Diseño de concreto Armado” (A. Blanco, 1994), se mencionará a continuación los principales criterios:

a) Simplicidad y simetría

Los edificios que son simples y simétricos tienen resultados más precisos o confiables, debido a que se puede idealizar su comportamiento mediante modelos sencillos y fáciles de replicar en la realidad, los ensayos permiten predecir su comportamiento ante un sismo.

En caso de analizar estructuras complejas, se deberá simplificar sus elementos lo cual llevará a errores al tratar de predecir el comportamiento ante sismos.

b) Resistencia y ductilidad

La estructura debe poseer una resistencia sísmica en las 2 direcciones ortogonales además de tener una ductilidad adecuada para que la estructura sea capaz de disipar energía logrando que la estructura sea estable.

Es necesario diseñar los elementos de la estructura para que puedan trasladar desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia; sin embargo, si se observa que fallara es necesario que se prioricen la formación de rótulas plásticas en elementos con menor importancia estructural como vigas para el edificio planteado

c) Hiperestaticidad y monolitismo

La falla de unos de los elementos o conexiones no afectara drásticamente a la estructura debido a la hiperestaticidad, por otro lado, la falla o formación de rótulas plásticas ayudan a que se disipe la energía sísmica logrando un mayor grado de seguridad en la estructura.

El monolitismo asegura el comportamiento en conjunto o como solo una pieza y con la hiperestaticidad se complementarán logrando un comportamiento en conjunto aun luego de la falla.

d) Uniformidad y continuidad de la estructura

La uniformidad y continuidad de los componentes estructurales evita la concentración de esfuerzos en caso de ser necesario una reducción debido a la arquitectura se realizará sin cambios bruscos y moderadamente.

e) Rigidez lateral

Las deformaciones están permitidas; sin embargo, no deben superar la deformación máxima por la norma ya que los daños que ocasionaran daños a los elementos no estructurales que no se aislaron correctamente. Por otro lado, las estructuras rígidas tienen la desventaja de tener un análisis más complicado.

Por lo cual, es necesario brindar rigidez lateral en las direcciones de la estructura.

f) Diafragma rígido

El diseño de la estructura considera la hipótesis básica de que las losas son rígidas en su plano lo que permite que las fuerzas horizontales aplicadas puedan ser distribuidas por elementos estructurales con mayor rigidez lateral.

Se debe tener cuidado con las aberturas que debiliten la rigidez o tener la conexión correcta a elementos de columnas y placas, en caso de ser necesidad de aberturas es mejor separar la estructura e independizar el edificio en otro bloque.

La figura 2 muestra la planta típica con la estructura propuesta de columnas y muros de concreto.

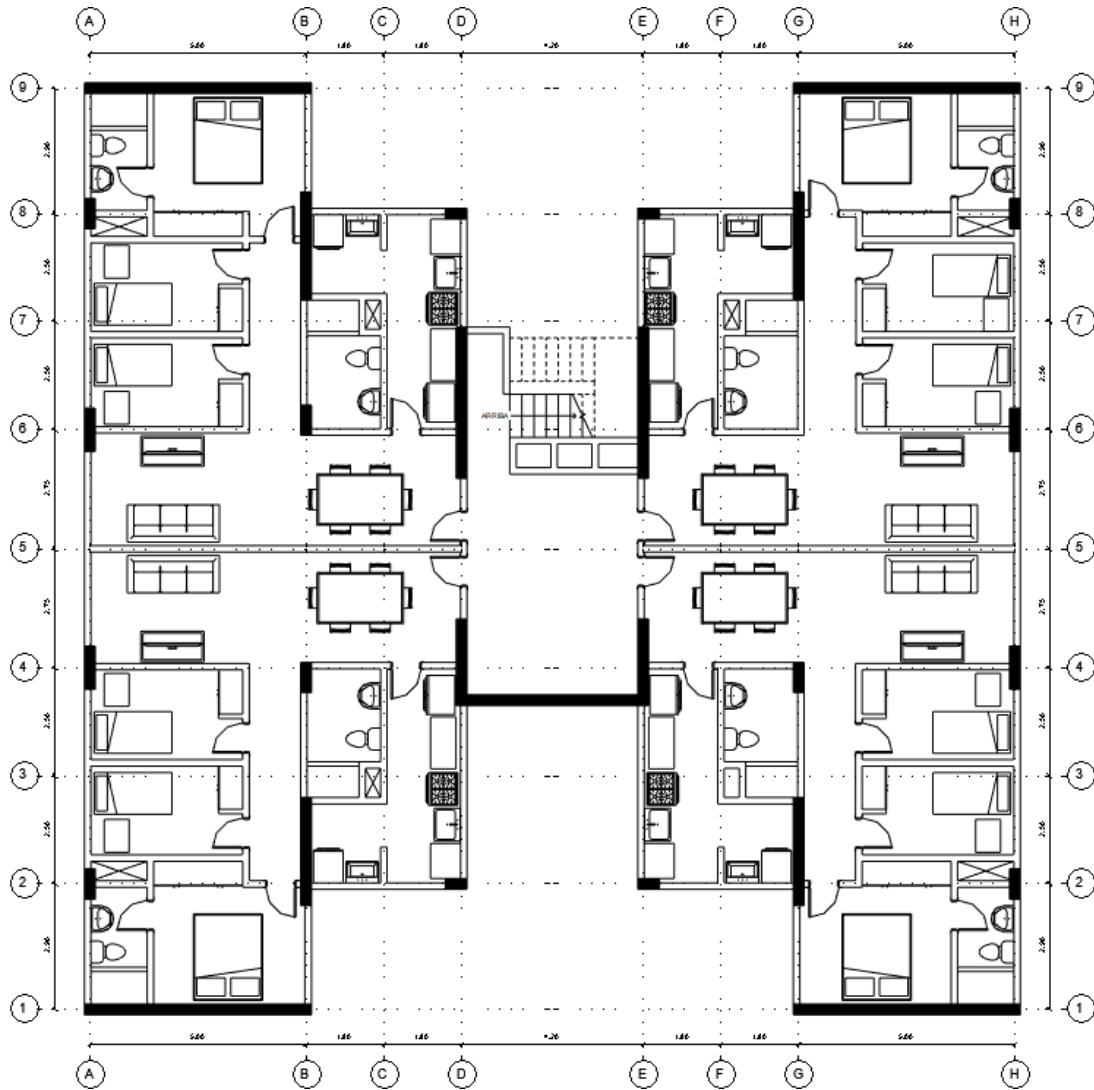


Figura 2. Plano de arquitectura

CAPITULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO

El proceso de predimensionamiento consiste en definir las dimensiones iniciales de los elementos estructurales para que se pueda cumplir con lo exigido por la norma, estas primeras dimensiones pueden cambiar de acuerdo a los resultados del análisis sísmico y cumplir con los requisitos sismorresistentes.

3.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS

Se comenzó primero a identificar las dimensiones de los paños de losas para luego argumentar si la losa requerirá ser una losa aligerada o una losa maciza. Con las luces de las losas se podrá determinar el espesor de la losa o se puede dividir entre 25 que da un resultado parecido. Se mostrará las recomendaciones del Ing. Blanco en “Estructuración y diseño en edificios de concreto armado”:

$$h \geq \frac{ln}{25}$$

Donde:

h: Espesor de la losa

Ln: Luz libre de la losa

H m	PESO PROPIO kg/m ²	LUCES RECOMENDADAS m
0.17	280.00	ln ≤ 4
0.20	300.00	4 ≤ ln ≤ 5.5
0.50	350.00	5 ≤ ln ≤ 6.5
0.30	420.00	6 ≤ ln ≤ 7.5

Tabla 1. Consideraciones recomendadas para losas aligeradas.

Todos los tramos que tengan luces menores a 5 metros serán de losas aligeradas de un espesor de 20 centímetros para dar una mayor uniformidad estética. Sin embargo, las losas pueden tener una cortante excesiva para el espesor elegido por lo cual será necesario analizar los tabiques presentes en la losa y determinar la opción más conveniente entre aumentar el espesor, ensanches en la losa, vigas chata o doble vigueta. Se presentará una tabla analizando los paños de losas aligerada (ver tabla 2 y figura 3).

DENOMINACIÓN	LUZ m	Ln/25 m	RECOMENDADO m	COLOCADO m
ALG - 01	2.90	0.12	0.20	0.20
ALG - 02	4.40	0.18	0.20	0.25
ALG - 03	5.00	0.20	0.20	0.25
ALG - 04	5.50	0.22	0.20	0.25
ALG - 05	1.83	0.07	0.20	0.20
ALG - 06	2.23	0.09	0.20	0.20
ALG - 07	5.50	0.22	0.20	0.25

Tabla 2. Predimensionamiento de losas aligerados

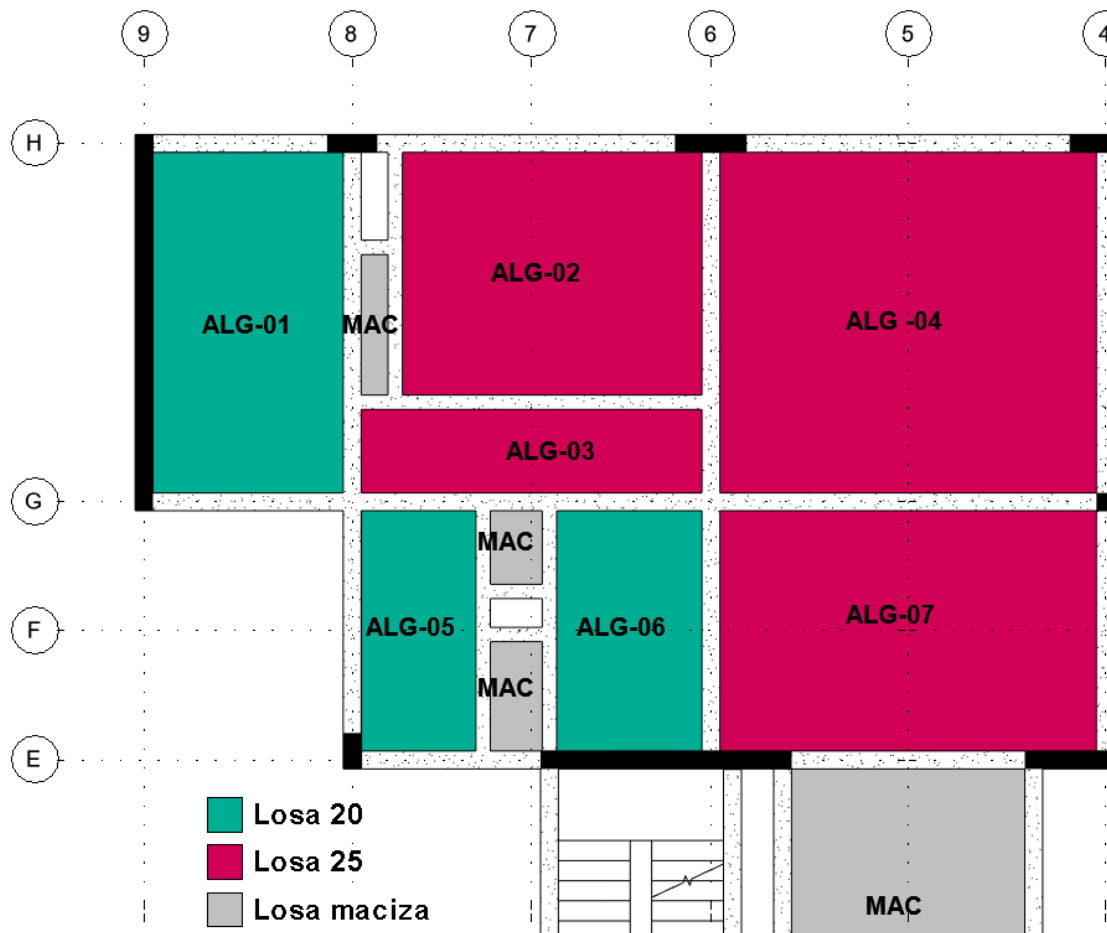


Figura 3. Distribución de espesor de losas aligeradas.

Se colocó un espesor de losa mayor para evitar problemas de deflexión en algunas secciones de losas aligeradas, aunque las medidas para evitar una deflexión excesiva se comentarán en la sección de diseño de aligerado.

3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS

Para determinar el espesor de la losa maciza se realizará de una forma similar de losas aligeradas por lo cual dependerá de la luz libre del paño de la losa aligerada. Al ser una losa con mayor resistencia se obtendrá un menor valor de espesor a comparación de las aligeradas; sin embargo, por cuestiones estéticas se pondrá las mismas dimensiones que las losas aligeradas (ver tabla 3 y figura 4).

$$h \geq \frac{l_n}{40}$$

Donde:

h: Espesor de la losa

Ln: Luz libre de la losa

DENOMINACIÓN	LUZ m	Ln/40 m	RECOMENDADO m	COLOCADO m
MAC-01	1.96	0.05	0.20	0.25
MAC-02	1.03	0.03	0.20	0.20
MAC-03	1.53	0.04	0.20	0.20
MAC-04	3.95	0.10	0.20	0.20
MAC-05	3.00	0.08	0.20	0.20

Tabla 3. Predimensionamiento de losas macizas.



Figura 4. Distribución de losas macizas.

3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Para determinar las dimensiones de las vigas se tomará en cuenta el largo o luz de la viga. Se recomienda dividir entre 12 o 10 la luz libre para determinar el peralte de la viga, por otro lado, para el ancho de la viga solo se tomará un espesor similar de las columnas que forman un pórtico para tener continuidad.

$$h = \frac{ln}{12} \quad o \quad h = \frac{ln}{10}$$

Donde:

h: Peralte de viga

Ln: Luz libre de viga

Los anteriores cálculos no toman en cuenta el aporte del refuerzo de acero en la resistencia del elemento además que la norma E.060 Concreto armado indica que se debe tener un ancho mínimo de 25 cm.

DENOMINACIÓN	LUZ m	Ln/12 m	Ln/10 m	PERALTE ESCOGIDO m
V-01	5.25	0.44	0.53	0.50
V-02	5.25	0.44	0.53	0.50
V-03	3.25	0.27	0.33	0.50
V-04	3.25	0.27	0.33	0.50
V-05	5.25	0.44	0.53	0.50
V-06	5.25	0.44	0.53	0.50
V-07	4.75	0.40	0.48	0.50
V-08	4.75	0.40	0.48	0.50
V-09	4.75	0.40	0.48	0.50
V-10	4.75	0.40	0.48	0.50
V-11	3.15	0.26	0.32	0.50
V-12	3.15	0.26	0.32	0.50
V-13	3.15	0.26	0.32	0.50
V-14	4.75	0.40	0.48	0.50
V-15	4.75	0.40	0.48	0.50
V-16	4.75	0.40	0.48	0.50

Tabla 4. Predimensionamiento de vigas.

3.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Para determinar las dimensiones de la columna usualmente se halla la carga axial a la cual se encontrará sometida y se divide entre el esfuerzo admisible que soportaría el concreto que es considerado como $0.45 f'c$ para columnas internas y $0.35 f'c$ para columnas externas (Blanco, 1996). Sin embargo, en los cálculos anteriores no se considera el aporte del refuerzo de acero que se colocará, esto es debido a que aún no se puede definir la armadura que llevará esta sección al no tener las solicitaciones.

$$\text{Área} \begin{cases} \frac{P_s}{0.45f'c} & (\text{Columnas internas}) \\ \frac{P_s}{0.35f'c} & (\text{Columnas externas}) \end{cases}$$

Donde:

Ps: Carga de servicio

f'c: Resistencia del concreto a compresión

La carga de servicio se calculará suponiendo de que hay una carga de 1 ton/m², entonces la carga de servicio en la base de la columna será:

$$Ps = (\text{Área tributaria})(\text{Número de piso})(1 \text{ ton/m}^2)$$

Por otro lado, la norma E.060 de concreto armado exige que la cuantía mínima de acero para elementos sometidos a flexo compresión como columnas es no menor de 1% y no mayor de 6%. De acuerdo, a lo anterior se puede tomar una recomendación diferente la cual es:

$$Ag \geq \frac{1.1Ps}{0.45(f'c + \rho fy)}$$

Donde:

Ps: Carga de servicio

f'c: Resistencia del concreto a compresión

ρ: Cuantía de acero

fy: Límite

La anterior expresión fue propuesta en el libro de Gianfranco Ottazzi, "Apuntes del curso Concreto Armado 1". La fórmula mencionada está usando criterios de resistencia por lo cual se multiplica por un factor de 1.1 para dar un valor más conservador. Ver cálculos en las tablas 5 y 6.

Sumado a lo anterior mencionado se tiene que tener en cuenta los elementos estructurales colocados en la planta arquitectónica debido a que algunos elementos presentes en la planta quedarán poco estéticos o en el peor de los casos cortarían ambientes definidos en la arquitectura.

DENOMINACIÓN	ÁREA DE INFLUENCIA m ²	ÁREA m ²	ÁREA ESCOGIDA m ²	DIMENSIONES
C-01	13.50	1286	1750	25x70
C-02	13.13	1250	2500	25x100
C-03	18.28	1354	2500	25x70
C-04	3.71	354	1250	25x50
C-05	13.13	1250	2500	25x100
C-06	18.28	1354	2500	25x70
C-07	13.50	1286	1750	25x70
C-08	3.71	354	1250	25x50

Tabla 5. Predimensionamiento de columnas sin considerar aporte de acero.

DENOMINACIÓN	ÁREA DE INFLUENCIA m ²	ÁREA m ²	ÁREA ESCOGIDA m ²	DIMENSIONES
C-01	13.50	846.15	1750	25x70
C-02	13.13	822.65	2500	25x100
C-03	18.28	1145.44	2500	25x70
C-04	3.71	232.69	1250	25x50
C-05	13.13	822.65	2500	25x100
C-06	18.28	1145.44	2500	25x70
C-07	13.50	846.15	1750	25x70
C-08	3.71	232.69	1250	25x50

Tabla 6. Predimensionamiento de columnas considerando aporte de acero.

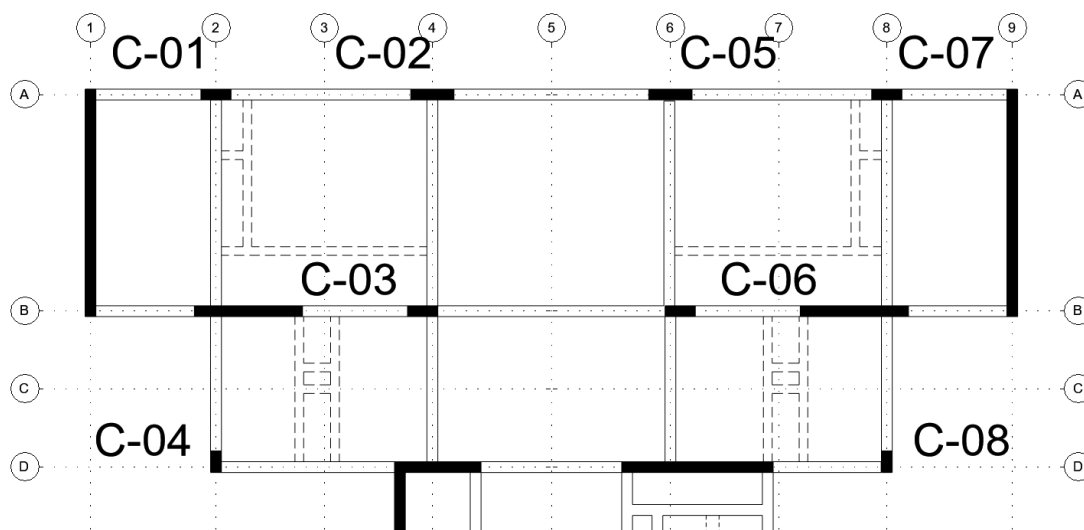


Figura 5. Distribución de columnas

3.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS

Los muros de corte o placas son elementos que aportan mucha rigidez al sistema estructural es por ella que las dimensiones no solo tienen que estar definidas por un análisis que sólo considere su resistencia. Además, las placas tienen tendencia a fallar por fuerzas de corte debido a que es usual que las placas soportan un gran porcentaje de las fuerzas cortantes. Se asumirá que la estructura obtendrá la denominación de muros estructurales y relacionándola con la norma E.030 "Diseño sismorresistente" se clasificará como muros estructurales para sistemas donde actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante basal actúa sobre las placas.

Para hallar la cortante actuante la norma da un valor aproximado considerando factores de ampliación, reducción además del peso total de la estructura y además exige que se cumpla una relación de $C/R \geq 0.125$.

Los valores de la tabla anterior que necesiten un valor del período fundamental de vibración (T) como resultado un período 0.523 s.

$$V_{act} = V_{adm}$$

$$\frac{ZUCS}{R} P = 0.83 \sqrt{f'c} bwd$$

$$70.18 = 12.03 bwd \quad bwd = 5.84 \text{ m}^2$$

Al ser placas se tendrá dos variables que son la longitud y el espesor, tomando un espesor constante de 0.25 m se obtiene que la longitud que se necesita para que los muros de corte soporten satisfactoriamente las fuerzas de corte es 23.36 m. Como se colocaron muros de igual espesor en las dos direcciones se tiene que cumplir que la suma de las longitudes de los muros de un espesor sea la hallada en cada una de las direcciones.

Cabe resaltar que los valores de la fuerza actuante son aproximados debido a que al momento de hallarlo se asumió algunos valores para poder hallar la cortante actuante haciendo que este valor obtenga incertidumbre, por lo cual es recomendable colocar una mayor longitud de placas que las halladas o ir iterando la distribución de las placas en función a la deriva máxima alcanzada.

3.6 PREDIMENSIONAMIENTO DE CISTERNA

De acuerdo a la norma IS.01 la capacidad necesaria para la cisterna se calculará en relación del número de dormitorios de cada departamento con una dotación de 500 L/d por cada dormitorio. Por otro lado, es necesario destinar una reserva para combatir incendios que debe ser de al menos de 25m³.

En caso el edificio solo tenga un sistema de bombeo será necesario una capacidad mínima de 1000 L, en este caso el edificio solo tendrá una cisterna y un sistema de bombeo.

En el edificio se tiene 3 habitaciones por departamento siendo necesario 1500 L por día con 4 departamentos por cada uno de los 7 pisos dando como un total de 33.6 m³ sin contar la reserva para el contra incendio.

$$\text{Dotación} = 4 \times 7 \times 1.5 + 25 = 67 \text{ m}^3$$

Como se debe considerar una altura libre entre 0.50 m entre el nivel del agua y el techo se tomará como altura 2.5 m. Dando un área mínima de 26.8 m² para la habitación de la cisterna. Finalmente, se tendrá unas dimensiones de 6 x 6 x 2.5 m para la cisterna.

CAPITULO 4: METRADO DE CARGAS

Se comenzará a analizar las cargas a las que están sometidas los diversos elementos estructurales presentes en la edificación siguiendo las indicaciones de la norma E.020, agrupándolas en carga muerta o carga viva. Se define carga muerta como el peso propio de un elemento permanente en toda la vida útil de la edificación y la carga viva es el peso de un elemento que no permanecerá en toda la vida útil de la edificación.

Las cargas a utilizarse para el diseño de la edificación son:

CARGA MUERTA	PESO UNITARIO (kg/m ³)
Concreto armado	2400
Losa aligerada (h=20 cm)	300
Losa maciza (h=20 cm)	480
Piso terminado	100
Albañilería de unidades sólidas	1800

Tabla 7. Cargas muertas de los elementos del modelo

CARGA VIVA	CARGA REPARTIDA (kg/m ²)
Edificación para viviendas	200
Corredores y escaleras en viviendas	200

Tabla 8. Carga viva utilizadas en el modelo

Es necesario delimitar correctamente el área tributaria correspondiente al elemento analizado, esto se puede realizar tomando la mitad de la distancia entre los ejes o centros de los elementos similares colindantes.

Además, es posible reducir la carga viva siguiendo las indicaciones del artículo 10 de la norma E.020 que dependerá del tipo de elemento a analizar, área de influencia, intensidad de la carga viva sin reducir. Limitando su aplicación a elementos con área de influencia menor de 40 m², una reducción menor del 50% de la carga viva, su aplicación para hallar el esfuerzo de punzonamiento, etc.

4.1 METRADO DE LOSA ALIGERADA

Para analizar una losa aligerada se tendrá que analizar las viguetas que la conforman para poder obtener las fuerzas internas que se utilizaran para hallar el refuerzo de acero necesario. Estas secciones podrán estar apoyadas en vigas, columnas o placas que indicarán las condiciones de apoyo para el análisis.

Se procederá a listar las cargas actuantes en este caso serán el peso propio de la vigueta, el peso del piso terminado de la vigueta, carga viva y la tabiquería. Además, se deberá definir las condiciones de apoyo tomando en cuenta si la vigueta está apoyada en un viga, columna o muro.

La vigueta a analizar se encuentra entre los ejes 1-9/A-B pasando entre paños de losa aligerada de 20 cm y de 25 cm.

CARGA MUERTA

$$\begin{aligned} W_{\text{Peso Propio}(h=0.20)} &= 300 \times 0.40 &= 120 \text{ kg/m} \\ W_{\text{Peso Propio}(h=0.25)} &= 350 \times 0.40 &= 140 \text{ kg/m} \\ W_{\text{Piso Terminado}} &= 100 \times 0.40 &= 100 \text{ kg/m} \\ P_{\text{Tabiqueria}(h=2.45)} &= 1800 \times 2.45 \times 0.15 \times 0.4 &= 264.6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

CARGA VIVA

$$\text{Sobrecarga} = 200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m}$$

CARGA ÚLTIMA

$$\begin{aligned} 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}(h=0.20) &= 1.4 \times 220 + 1.7 \times 80 &= 444 \text{ kg/m} \\ 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}(h=0.25) &= 1.4 \times 240 + 1.7 \times 80 &= 472 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

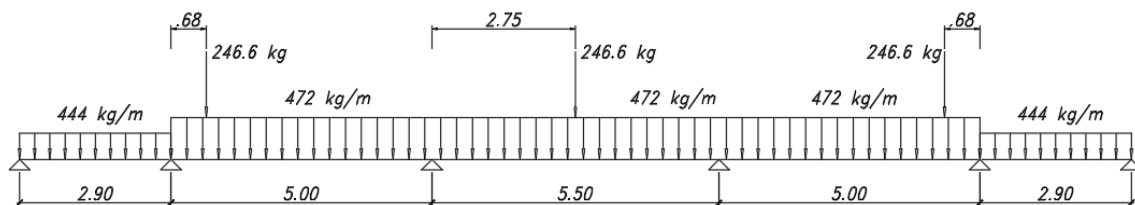


Figura 6. Cargas de vigueta

4.2 METRADO DE LOSA MACIZA

Las losas macizas se analizarán como elemento completo, a diferencia de las losas aligeradas donde se analiza solo carga que está sometida en una vigueta. Se analizará por metro cuadrado de la losa de donde estará presente el peso propio, piso terminado, carga viva y el peso de los tabiques.

CARGA MUERTA

$$\begin{aligned} W_{\text{Peso Propio}} &= 2400 \times 0.20 \times 1 &= 480 \text{ kg/m} \\ W_{\text{Piso Terminado}} &= 100 \times 1 &= 100 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

CARGA VIVA

$$\text{Sobrecarga} = 200 \times 1 = 200 \text{ kg/m}$$

CARGA ÚLTIMA

$$1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}(h=0.20) = 1.4 \times 580 + 1.7 \times 200 = 1152 \text{ kg/m}$$

4.3 METRADO DE VIGAS

Las vigas cargarán las cargas presentes en las losas del mismo nivel; sin embargo, se verán afectadas por los momentos que las columnas o placas en los extremos de ellas. Las cantidades de carga y momento que recibe la viga se verá influenciada por la rigidez de los elementos de borde.

$$\begin{aligned} \Upsilon \text{ Tabique (e=15cm y h=2.25cm)} &= 1800 \times 2.5 \times 0.1 &= 450 \text{ kg/m} \\ \Upsilon \text{ Tabique (e=15cm y h=2.25cm)} &= 1800 \times 2.25 \times 0.15 &= 607.5 \text{ kg/m} \\ \Upsilon \text{ Tabique (e=15cm y h=2.25cm)} &= 1800 \times 2.50 \times 0.15 &= 675 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

CARGA MUERTA

$$\begin{aligned} W_{\text{Peso Propio}} &= 2400 \times 0.25 \times 0.50 &= 300 \text{ kg/m} \\ W_{\text{Alig(h=0.25)}} &= 350 \times 2.35 \times (2.64+4.09) &= 822.5 \text{ kg/m} \\ W_{\text{Alig(h=0.20)}} &= 300 \times 2.35 \times (2.65) &= 705 \text{ kg/m} \\ W_{\text{Tabique (e=15cm y h=2.50cm)}} &= 675 \times 0.98/2.43 &= 272.22 \text{ kg/m} \\ P_A \text{ Tabique (e=10cm y h=2.50m)} &= 450 \times 1.3 \times 1.71/2.43 &= 411.67 \text{ kg} \\ P_B \text{ Tabique (e=15cm y h=2.25m)} &= 607.5 \times 1.2 \times 1.65/2.43 &= 495 \text{ kg} \\ P_C \text{ Tabique (e=15cm y h=2.50m)} &= 675 \times 2.35 \times 1.18/2.43 &= 770.28 \text{ kg} \\ P_D \text{ Tabique (e=15cm y h=2.50m)} &= 675 \times 2.35 \times 1.18/2.43 &= 770.28 \text{ kg} \\ P_E \text{ Tabique (e=15cm y h=2.50m)} &= 675 \times 2.35 \times 1.18/2.43 &= 770.28 \text{ kg} \end{aligned}$$

CARGA VIVA:

$$\text{Sobrecarga} = 200 \times 0.5 = 100 \text{ kg/m}$$

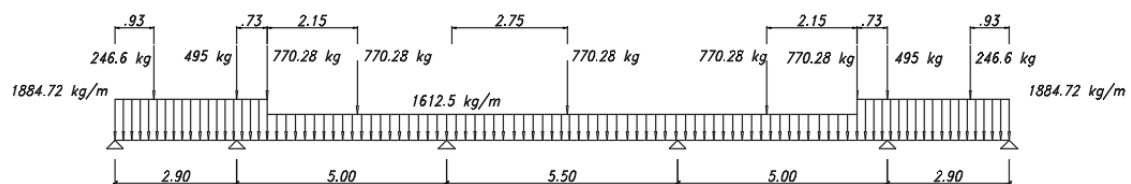


Figura 7. Cargas de la viga

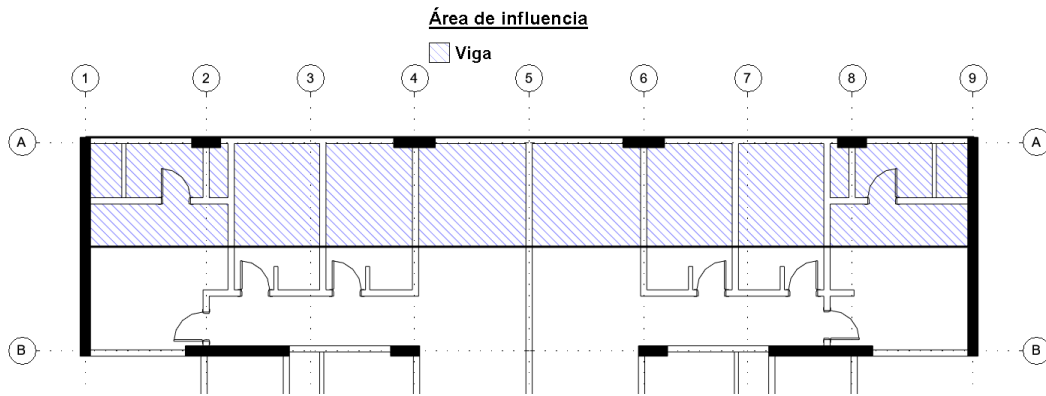


Figura 8. Área de influencia de la viga

4.4 METRADO DE COLUMNAS

Las columnas cargarán con las cargas presentes en la losa y las vigas presentes en el mismo nivel, además se le sumará la carga acumulada de los pisos superiores.

AZOTEA

CARGA MUERTA

$$\begin{aligned}
 W_{\text{Peso Propio}} &= 2400 \times 2.50 \times 0.50 \times 2.7 &= & 774 \text{ kg} \\
 P_{\text{Tabique (e=15cm y h=2.50m)}} &= 1800 \times 2.50 \times 0.15 \times 6.84 &= & 4617 \text{ kg} \\
 P_{\text{Tabique (e=10cm y h=2.50m)}} &= 1800 \times 2.50 \times 0.10 \times 1.07 &= & 481.5 \text{ kg} \\
 P_{\text{Tabique (e=15cm y h=2.25m)}} &= 1800 \times 2.25 \times 0.15 \times 4.55 &= & 2764.1 \text{ kg} \\
 P_{\text{Losas aligeradas (e=25cm)}} &= 350 \times 4.99 \times 4.31 &= & 7\,527.4 \text{ kg} \\
 P_{\text{Vigas}} &= 2400 \times 0.25 \times 8.35 &= & 2505 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

CARGA VIVA:

$$\text{Sobrecarga} = 100 \times 4.99 \times 4.31 = 2150.69 \text{ kg}$$

PISO TIPICO

CARGA MUERTA

$$\begin{aligned}
 W_{\text{Peso Propio}} &= 2400 \times 0.25 \times 0.50 \times 2.7 &= & 774 \text{ kg} \\
 P_{\text{Tabique (e=15cm y h=2.50m)}} &= 1800 \times 2.50 \times 0.15 \times 6.84 &= & 4617 \text{ kg} \\
 P_{\text{Tabique (e=10cm y h=2.50m)}} &= 1800 \times 2.50 \times 0.10 \times 1.07 &= & 481.5 \text{ kg} \\
 P_{\text{Tabique (e=15cm y h=2.25m)}} &= 1800 \times 2.25 \times 0.15 \times 4.55 &= & 2764.1 \text{ kg} \\
 P_{\text{Losas aligeradas (e=25cm)}} &= 350 \times 4.99 \times 4.31 &= & 7\,527.4 \text{ kg} \\
 P_{\text{Vigas}} &= 2400 \times 0.25 \times 8.35 &= & 2505 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

CARGA VIVA:

$$\text{Sobrecarga} = 200 \times 4.99 \times 4.31 = 4301.38 \text{ kg}$$

Finalmente se obtendrá las cargas axiales a las que se encontrará sometida la columna en cada piso (ver Tabla 9 y figura 9).

PISO	Carga Muerta (ton)	Carga Viva (ton)
7	13.01	2.15
6	20.87	4.30
5	20.87	4.30
4	20.87	4.30
3	20.87	4.30
2	20.87	4.30
1	20.87	4.30
Total	138.23	27.96

Tabla 9. Cargas soportadas por la columna

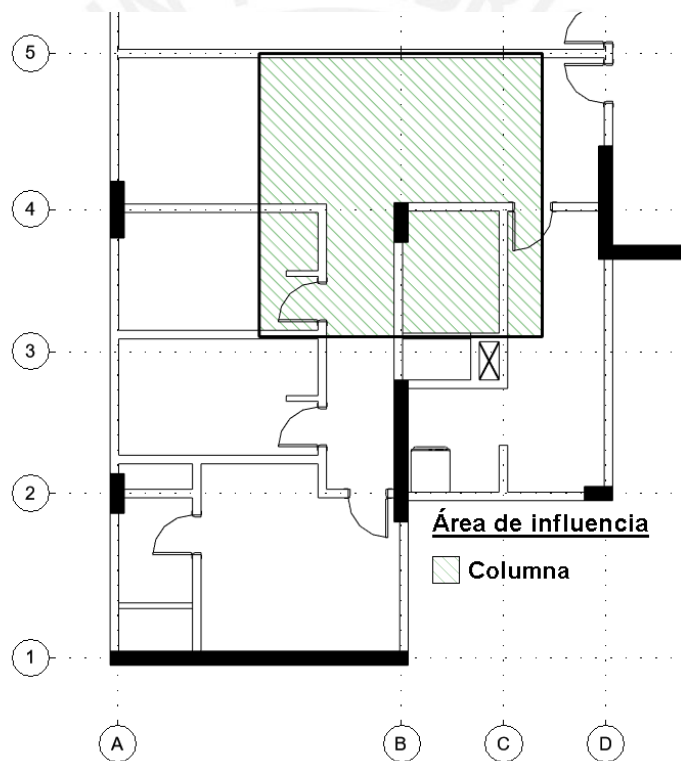


Figura 9. Área de influencia de la columna.

4.5 METRADO DE PLACAS

Las placas tienen un comportamiento similar a las columnas, por lo que se seguirá las mismas pautas para su metrado de cargas.

AZOTEA

CARGA MUERTA

$$W_{\text{Peso Propio}} = 2400 \times 2.50 \times 0.50 \times 2.7 = 8100 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{Tabique (e=15cm y h=2.50m)}} &= 1800 \times 1.5 \times 0.15 \times 3.4 &= & 1377 \text{ kg} \\
 P_{\text{Losas aligeradas (e=25cm)}} &= 350 \times 5.83 &= & 2040.5 \text{ kg} \\
 P_{\text{Losas aligeradas (e=20cm)}} &= 300 \times 1.73 &= & 519 \text{ kg} \\
 P_{\text{Losas maciza (e=25cm)}} &= 2400 \times 0.25 \times 1.2 &= & 720 \text{ kg} \\
 P_{\text{Vigas Chatas}} &= 2400 \times 0.25 \times 0.50 \times 8.47 &= & 2541 \text{ kg} \\
 \textbf{CARGA VIVA:} & & & \\
 \text{Sobrecarga} &= 100 \times 4.30 \times 3.86 &= & 1659.8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

PISO TIPICO

CARGA MUERTA

$$\begin{aligned}
 W_{\text{Peso Propio}} &= 2400 \times 2.50 \times 0.50 \times 2.7 &= & 8100 \text{ kg} \\
 P_{\text{Tabique (e=15cm y h=2.50m)}} &= 1800 \times 2.50 \times 0.15 \times 7.27 &= & 4907.3 \text{ kg} \\
 P_{\text{Tabique (e=10cm y h=2.50m)}} &= 1800 \times 2.50 \times 0.10 \times .57 &= & 256.5 \text{ kg} \\
 P_{\text{Tabique (e=15cm y h=2.25m)}} &= 1800 \times 2.25 \times 0.15 \times 4.57 &= & 2776.3 \text{ kg} \\
 P_{\text{Losas aligeradas (e=25cm)}} &= 350 \times 5.83 &= & 2040.5 \text{ kg} \\
 P_{\text{Losas aligeradas (e=20cm)}} &= 300 \times 1.73 &= & 519 \text{ kg} \\
 P_{\text{Losas maciza (e=25cm)}} &= 2400 \times 0.25 \times 1.2 &= & 720 \text{ kg} \\
 P_{\text{Vigas Chatas}} &= 2400 \times 0.25 \times 8.47 &= & 2505 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

CARGA VIVA:

$$\text{Sobrecarga} = 200 \times 4.30 \times 3.86 = 3319.6 \text{ kg}$$

Finalmente se obtendrá las cargas axiales a las que se encontrará sometida la placa en cada piso (ver tabla 10 y figura 10).

PISO	Carga Muerta (ton)	Carva Viva (ton)
7	15.30	1.66
6	21.83	3.32
5	21.83	3.32
4	21.83	3.32
3	21.83	3.32
2	21.83	3.32
1	21.83	3.32
Total	146.28	21.58

Tabla 10. Cargas soportadas por la columna

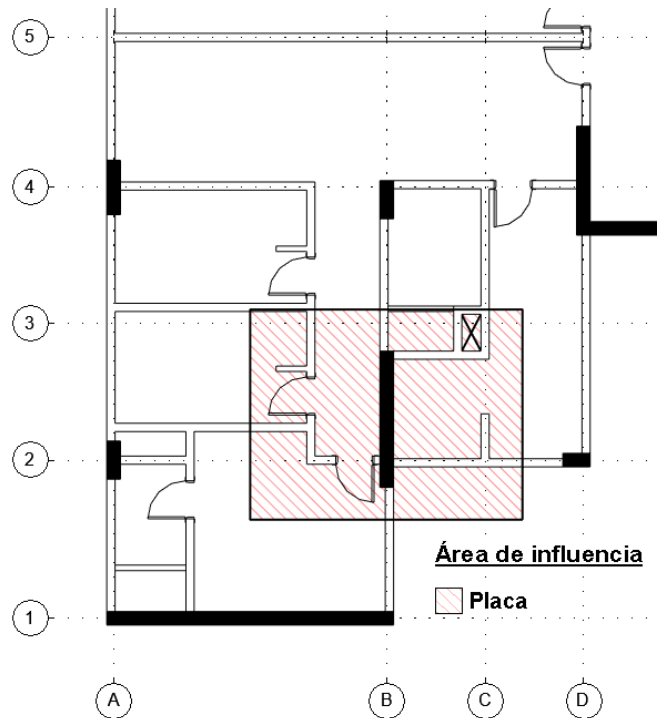


Figura 10. Área de influencia de la placa

4.6 METRADO DE ESCALERA

Se tiene escaleras de doble tramo en cada nivel que serán modeladas como losas macizas armadas en una dirección y simplemente apoyadas en vigas, placas o columnas. Soportarán cargas de gravedad y solo se analizará un metro de ancho considerando la carga última.

Por otro lado, la parte inclinada tiene pasos y contrapasos que se representará como una carga distribuida inclinada debido a su propio peso. La carga distribuida que soportará el tramo inclinado se podrá hallar por la siguiente fórmula:

$$W_{pp} = \gamma_{\text{concreto}} \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

Donde

cp = Contrapaso

p = Paso

t = Garganta

$$W_{pp} = 2400 \left[\frac{0.17}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.17}{0.25}\right)^2} \right] = 640 \text{ kg/m}$$

METRADO PARA EL TRAMO RECTO

CARGA MUERTA

$$W_{\text{Peso Propio}} = 2400 \times 0.15 \times 1 = 360 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Piso terminado}} = 100 \times 1 = 100 \text{ kg/m}$$

CARGA VIVA

$$\text{Sobrecarga} = 400 \times 1 = 400 \text{ kg/m}$$

CARGA ULTIMA

$$1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} = 1.4 \times 460 + 1.7 \times 400 = 1324 \text{ kg/m}$$

METRADO PARA EL TRAMO INCLINADO

CARGA MUERTA

$$W_{\text{Peso Propio}} = 640 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{Piso terminado}} = 100 \times 1 = 100 \text{ kg/m}$$

CARGA VIVA

$$\text{Sobrecarga} = 400 \times 1 = 400 \text{ kg/m}$$

CARGA ULTIMA

$$1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} = 1.4 \times 740 + 1.7 \times 400 = 1716 \text{ kg/m}$$

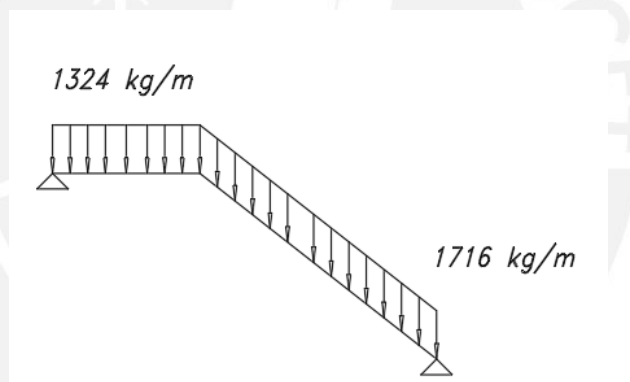


Figura 11. Cargas de la escalera

4.7 METRADO DE CISTERNA

En las paredes de la cisterna actuarán las fuerzas de empuje debido a la tierra y al agua. Se analizarán los casos críticos para la cisterna, el primer caso es cuando los muros laterales de la cisterna soportan el empuje del suelo y la sobrecarga. En el segundo caso se tiene el fondo de la cisterna donde soportará su propio peso, agua y sobrecarga.

$$W_{\text{Agua}} = 1 \times \gamma_{\text{Agua}} \times H_{\text{Agua}} \quad W_{\text{Suelo}} = K_a \times \gamma_{\text{Suelo}} \times H_{\text{Suelo}}$$

$$W_{\text{S/C}} = K_a \times S/C$$

Donde:

K_a = Coeficiente de empuje activo del suelo del terreno.

γ_{Agua} = Peso específico del agua.

γ_{Suelo} = Peso específico del suelo.

H = Profundidad del suelo o el agua.

Se predimensiono la cisterna a unas dimensiones de 5x6x3 y un tirante de agua máximo de 2.5 m además el suelo tiene un peso específico de 1900 kg/m³ y un coeficiente de empuje activo del suelo de 0.3.

PAREDES LATERALES:

$W_{\text{Peso Propio}}$	=	2400 x 0.2	=	480 kg/m ²
$W_{\text{Piso terminado}}$	=	100 x 1	=	100 kg/m ²
Sobrecarga	=	200	=	200 kg/m ²
W_{Suelo}	=	0.3 x 1900 x 3	=	1710 kg/m ²
Carga ultima	=	1.4 (2290)+ 1.7(200)	=	3546 kg/m ²

FONDO:

$W_{\text{Peso Propio}}$	=	2400 x 0.2	=	480 kg/m ²
$W_{\text{Piso terminado}}$	=	100 x 1	=	100 kg/m ²
Sobrecarga	=	200	=	200 kg/m ²
W_{agua}	=	1 x 1000 x 2.5	=	2500 kg/m ²
Carga ultima	=	1.4 x 580+ 1.7 x 2700	=	3546 kg/m ²

TAPA:

$W_{\text{Peso Propio}}$	=	2400 x 0.2	=	480 kg/m ²
$W_{\text{Piso terminado}}$	=	100 x 1	=	100 kg/m ²
Sobrecarga	=	200	=	200 kg/m ²
Carga ultima	=	1.4 x 580+ 1.7 x 200	=	1152 kg/m ²

CAPITULO 5: ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

Todas las edificaciones están sometidas a diversas solicitaciones a lo largo de su vida y si a eso le sumamos un sismo se vuelve muy complicado tratar de hallar como responderán sus elementos. Por lo cual, se realizará un análisis modal en el cual obtendremos como resultado la frecuencia y el modo de vibración de cada piso para cada modo de vibración. La cantidad de modos de vibración es de 3 para cada piso dando como resultado 21 modos de vibración.

Es común realizar este paso con la ayuda de un computador debido a la enorme carga operacional que se debe realizar para hallar los modos. El modelo nos pedirá definir los materiales, secciones de los elementos estructurales y geometría de la planta definiendo la ubicación de los elementos estructurales. Además, nos permitirá obtener una solución con el método de los elementos finitos.

El material que se empleó en el modelo fue concreto con resistencia a la compresión de 210 kg/cm² para el cual el módulo de elasticidad se hallará mediante la fórmula $E_c = 15000 \sqrt{f'c}$ y un módulo o relación de Poisson (ν) de 0.15. Para el caso de módulo de corte (G) el programa lo calculará mediante la fórmula $G = E / [2(1-\nu)]$.

Para el caso de los elementos estructurales las vigas y las columnas se definieron como elementos "frame", las placas como "thick shells" y las losas fueron definidas como "membrane" de una dirección o de dos direcciones para losas aligeradas o losas macizas.

Como se mencionó anteriormente, se asignó un diafragma rígido a cada piso para asegurar que la losa se mueva como un plano continuo. Finalmente, se asumió empotramiento en la base del edificio debido a que los elementos estarán conectados a zapatas las cuales estarán debajo del suelo base de la edificación, por lo cual se comportará como un empotramiento.

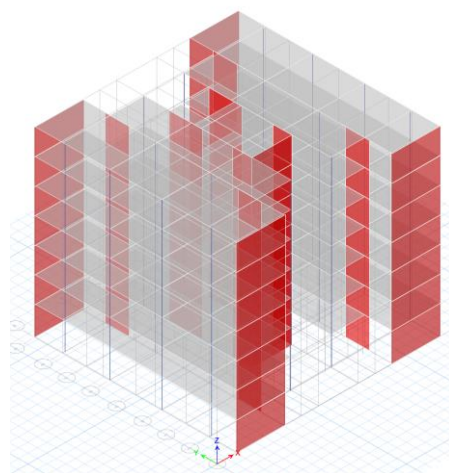


Figura 12. Vistas del modelo en ETABS

MODO	PERIODO s	MASAS EFECTIVAS (%)	
		X-X	Y-Y
1	0.466	1.02%	70.84%
2	0.428	53.20%	2.23%
3	0.342	14.83%	0.39%
4	0.118	0.01%	15.47%
5	0.089	14.97%	0.04%
6	0.074	6.33%	0.02%
7	0.053	0.00%	6.02%
8	0.04	4.46%	0.01%
9	0.033	1.74%	0.00%
10	0.031	0.01%	2.86%
11	0.026	1.66%	0.01%
12	0.022	0.00%	1.33%
13	0.022	0.67%	0.01%
14	0.02	0.53%	0.04%
15	0.018	0.19%	0.14%
16	0.017	0.09%	0.42%
17	0.017	0.03%	0.00%
18	0.017	0.17%	0.02%
19	0.015	0.00%	0.13%
20	0.014	0.06%	0.00%
21	0.013	0.01%	0.00%

Tabla 11. Resultados de análisis modal

5.1 ANÁLISIS ESTÁTICO DE LA ESTRUCTURA

El análisis estático consiste en aplicar el sismo mediante fuerzas laterales en el centro de masas de cada nivel de la edificación, considerando una excentricidad accidental de 5%, la estructura tendrá un comportamiento linealmente elástico además para definir la masa se tomará el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva.

La norma E.030 indica que este análisis solo puede ser utilizado para edificaciones en la zona sísmica 1 que sean estructuras regulares con una altura menor de 30 m o estructuras de muros portantes con una altura menor de 15 m. Sin embargo, se realizará debido a que será necesario obtener la cortante basal estática y compararla con la cortante basal dinámica para verificar si es necesario aplicar un factor de escala.

Para poder realizar este análisis en ETABS nos piden ingresar los valores del “Base Shear Coeficiente ©” y “Building Height Exp (K)” que se refieren a el factor de amplificación sísmica (FAS) y factor exponencial de distribución.

$$FAS (C) = \frac{ZUCS}{R} \quad K = \begin{cases} 1, & T < 0.50s \\ 0.75 + 0.5T < 2, & T > 0.5s \end{cases}$$

	T seg	FAS (c)	K
SENTIDO X-X	0.466	0.19	1
SENTIDO Y-Y	0.428	0.20	1

Tabla 12. Factor de amplificación sísmica y exponencial de distribución.

5.2 ANÁLISIS DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA

Se realizará un análisis modal espectral por lo cual partiremos de los resultados hallados en el apartado anterior que será sometido a un espectro que se construirá con los parámetros e instrucciones indicadas en la norma. Se deberá obtener como resultado valores máximos de los desplazamientos y fuerzas en cada modo para ser combinados mediante el método de combinación cuadrática completa (CQC).

El análisis dinámico será un proceso iterativo debido a que primero se tomarán consideraciones (como considerar que no hay irregularidades) y el sistema estructural que en este caso se deberá confirmar que los muros de corte cargan por lo menos un 70% de la fuerza cortante en la base. Luego de realizar el primer ensayo y verificar las consideraciones anteriores se procederá a comprobar que la fuerza cortante dinámica sea al menos el 80 % del valor calculado por un método estático, de caso contrario se escalará la fuerza hasta cumplir el mínimo señalado. El espectro de diseño se obtendrá de la siguiente fórmula indicada en la norma:

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

	VALOR	OBSERVACIÓN
T	0.466 s	Su valor depende del tipo de suelo (Suelo S1)
Z	0.45	La ubicación de la edificación se encuentra en el departamento de Lima (Zona Z4)
S	1.00	El tipo de suelo de acuerdo al estudio de mecánica de suelos (Suelo S1)
C	2.50	El valor de T es menor a T_p .
U	1.00	Correspondiente a el tipo de uso (Categoría C)
R	6.00	Su valor está en relación al tipo de estructura.

Tabla 13. Factor de amplificación sísmica y exponencial de distribución.

Para obtener todos los puntos del espectro se empezará asumiendo un periodo de 0 s hasta llegar a un periodo de 10 s con saltos de periodo de 0.02. Por lo cual el valor de C cambiará dependiendo del periodo que se está evaluando siguiendo las siguientes ecuaciones.

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

$$T_p < T < T_l \quad C = \frac{2.5T_p}{T}$$

$$T_l < T < \quad C = \frac{2.5T_p T_l}{T^2}$$

El valor de R cambiará según dependiendo de las irregularidades que se verificarán utilizando los desplazamientos y derivas, dando como resultado que se tendrá que repetir el procedimiento siempre que se cambien los valores de irregularidades.

Se obtendrá el espectro de la siguiente figura en donde los valores de la pseudo aceleración están en función de la gravedad (ver figura 13).

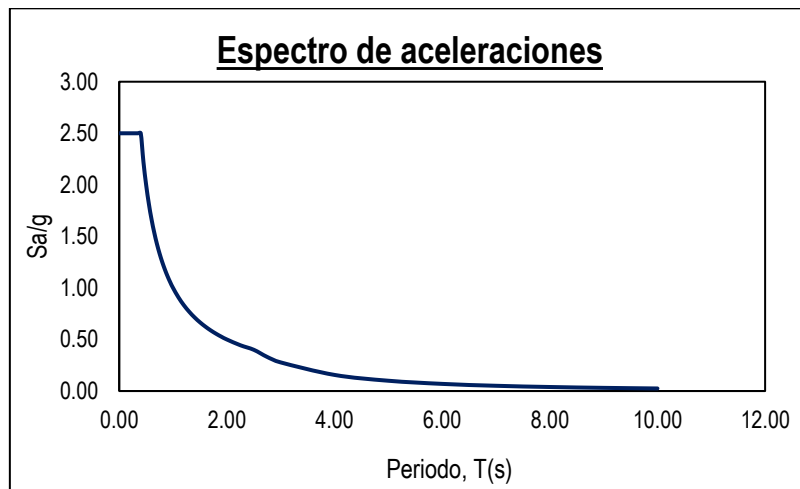


Figura 13. Espectro de aceleraciones.

Los resultados obtenidos serán la respuesta del modelo a un análisis lineal elástico sometido a una aceleración espectral reducida por el factor R donde se puede estimar los desplazamientos inelásticos de la estructura si se multiplica por 0.75R cuando la estructura es regular o R si es irregular. El valor de la deriva inelástica no debe exceder el 7/1000 para la estructura según norma por lo cual se compara los valores obtenidos y de no cumplir se tendrá que realizar una modificación de los elementos estructurales.

PISO	ALTURA m	DESPLAZAMIENTO MAX		DESPLAZAMIENTO CM		DESPLAZAMIENTO MIN	
		X-X mm	Y-Y mm	X-X mm	Y-Y mm	X-X mm	Y-Y mm
7	2.70	16.30	15.49	11.34	14.01	8.30	12.28
6	2.70	13.44	13.42	9.32	12.19	6.84	10.75
5	2.70	10.52	11.07	7.28	10.10	5.35	8.96
4	2.70	7.63	8.46	5.27	7.76	3.88	6.92
3	2.70	4.93	5.74	3.39	5.28	2.51	4.73
2	2.70	2.60	3.15	1.79	2.91	1.33	2.62
1	3.00	0.89	1.07	0.61	0.99	0.46	0.89

Tabla 14. Desplazamientos y altura para el análisis dinámico.

DESPLAZAMIENTO RELATIVO MAX		DESPLAZAMIENTO RELATIVO CM		DESPLAZAMIENTO RELATIVO MIN	
X-X (mm)	Y-Y (mm)	X-X (mm)	Y-Y (mm)	X-X (mm)	Y-Y (mm)
2.86	2.07	1.46	1.53	2.02	1.82
2.92	2.35	1.49	1.79	2.04	2.09
2.89	2.61	1.47	2.04	2.01	2.35
2.70	2.73	1.37	2.19	1.87	2.48
2.33	2.59	1.18	2.12	1.60	2.37
1.71	2.08	0.87	1.73	1.18	1.92
0.89	1.07	0.46	0.89	0.61	0.99

Tabla 15. Desplazamiento relativo para el análisis dinámico.

DERIVA ELÁSTICA		DERIVA INELÁSTICA	
X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
0.0011	0.0008	0.0057	0.0041
0.0011	0.0009	0.0058	0.0047
0.0011	0.0010	0.0058	0.0052
0.0010	0.0010	0.0054	0.0055
0.0009	0.0010	0.0047	0.0052
0.0006	0.0008	0.0034	0.0042
0.0003	0.0004	0.0016	0.0019

Tabla 16. Deriva para el análisis dinámico.

De los resultados del modelo se obtiene una deriva inelástica máxima de 0.0058 para la dirección X-X y 0.0055 para la dirección Y-Y cumpliendo con el requisito de la norma de tener derivas menores de 0.007.

5.3 VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

De acuerdo a la norma E.030 se necesita verificar si la estructura presenta irregularidades para poder obtener el valor de coeficiente de reducción sísmica y validar las suposiciones con las que se realizó el modelo. Por otro lado, es necesario recordar que la norma restringe las irregularidades permitidas dependiendo de la zona y categoría de la edificación por lo tanto para la edificación no estará permitido las irregularidades extremas.

5.3.1 IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO

La norma E.030 indica que presentará irregularidad de rigidez cuando en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.

NIVEL	Vx ton	Δx mm	Kx ton/mm	0.7 Kx ton/mm	CONDICIÓN 1	0.8 Kx _{3piso} ton/mm	CONDICIÓN 2
7	55.62	2.02	27589	19312	NO CUMPLE		
6	147.81	2.04	72348	50643	NO CUMPLE		
5	213.74	2.01	106389	74473	NO CUMPLE		
4	262.81	1.87	140313	98219	NO CUMPLE	55020	NO CUMPLE
3	299.06	1.60	186563	130594	NO CUMPLE	85080	NO CUMPLE
2	323.77	1.18	274850	192395	NO CUMPLE	115537	NO CUMPLE
1	336.53	0.61	548982	384287	NO CUMPLE	160460	NO CUMPLE

Tabla 17. Irregularidad piso blando en X-X.

NIVEL	Vy ton	Δy mm	Ky ton/mm	0.7 Ky ton/mm	CONDICIÓN 1	0.8 Ky _{3piso} ton/mm	CONDICIÓN 2
7	58.83	1.82	32341	22639	NO CUMPLE		
6	157.02	2.09	75200	52640	NO CUMPLE		
5	232.00	2.35	98851	69196	NO CUMPLE		
4	290.07	2.48	117104	81973	NO CUMPLE	55038	NO CUMPLE
3	333.32	2.37	140525	98367	NO CUMPLE	77641	NO CUMPLE
2	362.00	1.92	188445	131912	NO CUMPLE	95061	NO CUMPLE
1	375.40	0.99	381112	266779	NO CUMPLE	118953	NO CUMPLE

Tabla 18. Irregularidad piso blando en Y-Y.

5.3.2 IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL

La norma E.030 indica que presenta irregularidad de resistencia cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a las fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

En este caso se observa que los elementos son continuos en todos los niveles por lo que no cumple con esta irregularidad.

5.3.3 IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ

La norma E.030 indica que presenta irregularidad de rigidez cuando en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Se define la rigidez lateral como la fuerza cortante del entrepiso dividido entre el desplazamiento relativo del centro de masas del entrepiso ambos valores se analizarán en la misma condición de carga.

NIVEL	Vx ton	Δx mm	Kx ton/mm	0.6 Kx ton/mm	CONDICIÓN 1	0.7 Kx _{3piso} ton/mm	CONDICIÓN 2
7	55.62	2.02	27589	16553	NO CUMPLE		
6	147.81	2.04	72348	43409	NO CUMPLE		
5	213.74	2.01	106389	63834	NO CUMPLE		
4	262.81	1.87	140313	84188	NO CUMPLE	48143	NO CUMPLE
3	299.06	1.60	186563	111938	NO CUMPLE	74445	NO CUMPLE
2	323.77	1.18	274850	164910	NO CUMPLE	101095	NO CUMPLE
1	336.53	0.61	548982	329389	NO CUMPLE	140403	NO CUMPLE

Tabla 19. Irregularidad extrema de rigidez en X-X.

NIVEL	Vy ton	Δy mm	Ky ton/mm	0.6 Ky ton/mm	CONDICIÓN 1	0.7 Ky _{3piso} ton/mm	CONDICIÓN 2
7	58.83	1.82	32341	19405	NO CUMPLE		
6	157.02	2.09	75200	45120	NO CUMPLE		
5	232.00	2.35	98851	59311	NO CUMPLE		
4	290.07	2.48	117104	70262	NO CUMPLE	48158	NO CUMPLE
3	333.32	2.37	140525	84315	NO CUMPLE	67936	NO CUMPLE
2	362.00	1.92	188445	113067	NO CUMPLE	83179	NO CUMPLE
1	375.40	0.99	381112	228667	NO CUMPLE	104084	NO CUMPLE

Tabla 20. Irregularidad extrema de rigidez en Y-Y.

5.3.4 IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA

La norma E.030 indica que presentará irregularidad de extrema resistencia en caso que la resistencia ante las fuerzas cortantes del entrepiso es menor al 65% de la resistencia ante las fuerzas cortantes del entrepiso inmediato superior.

En este caso se observa que los elementos son continuos en todos los niveles por lo que no cumple con esta irregularidad además de no cumplir con la irregularidad de resistencia – piso débil.

5.3.5 IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

La norma E.030 indica que presentara irregularidad de masa o peso cuando el peso de un piso es mayor a 1.5 veces el peso de un piso adyacente, no aplica en azoteas ni en sótanos.

En este caso se observa que la estructura tiene pisos típicos por lo cual no presentará esta irregularidad y se omitirán los cálculos.

5.3.6 IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL

La norma E.030 indica que presentará irregularidad geométrica vertical cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la

estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente, no aplica en azoteas ni en sótanos.

En este caso se observa que los elementos son continuos en todos los niveles por lo que no cumple con esta irregularidad.

5.3.7 DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

La norma E.030 indica que presentará discontinuidad en los sistemas resistentes cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

En este caso se observa que no hay elementos con discontinuidad de los sistemas resistentes porque en la estructura todos elementos estructurales se mantienen con las mismas dimensiones en cada piso.

5.3.8 DISCONTINUIDAD EXTREMA DE LOS SISTEMAS RESISTENTES

La norma E.030 indica que presentara discontinuidad extrema de los sistemas resistentes cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.

En este caso se observa que no hay elementos con discontinuidad de los sistemas resistentes porque todos los elementos son continuos y se mantienen en cada piso además de no cumplir con discontinuidad de los sistemas resistentes.

5.3.9 IRREGULARIDAD TORSIONAL

La norma E.030 indica que presentará irregularidad torsional cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición carga. Además, es necesario que el desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible.

NIVEL	$\Delta/h_{\max \text{ inel}}$ *0.75R	CONDICIÓN 1	$\Delta_{\text{rel max}}$ mm	$\Delta_{\text{rel min}}$ mm	Δ_{prom} mm	1.3 Δ_{prom} mm	CONDICIÓN 2
7	0.0057	CUMPLE	2.86	1.46	2.16	2.81	CUMPLE
6	0.0058	CUMPLE	2.92	1.49	2.21	2.87	CUMPLE
5	0.0058	CUMPLE	2.89	1.47	2.18	2.83	CUMPLE
4	0.0054	CUMPLE	2.70	1.37	2.04	2.65	CUMPLE
3	0.0047	CUMPLE	2.33	1.18	1.75	2.28	CUMPLE
2	0.0034	NO CUMPLE	1.71	0.87	1.29	1.68	CUMPLE
1	0.0016	NO CUMPLE	0.89	0.46	0.67	0.88	CUMPLE

Tabla 21. Irregularidad torsional en X-X.

NIVEL	$\Delta/h_{\max \text{ inel}}$ *0.75R	CONDICIÓN 1	$\Delta_{\text{rel max}}$ mm	$\Delta_{\text{rel min}}$ mm	Δ_{prom} mm	$1.3 \Delta_{\text{prom}}$ mm	CONDICIÓN 2
7	0.0041	CUMPLE	2.07	1.53	1.80	2.34	NO CUMPLE
6	0.0047	CUMPLE	2.35	1.79	2.07	2.69	NO CUMPLE
5	0.0052	CUMPLE	2.61	2.04	2.33	3.02	NO CUMPLE
4	0.0055	CUMPLE	2.73	2.19	2.46	3.19	NO CUMPLE
3	0.0052	CUMPLE	2.59	2.12	2.35	3.06	NO CUMPLE
2	0.0042	CUMPLE	2.08	1.73	1.91	2.48	NO CUMPLE
1	0.0019	NO CUMPLE	1.07	0.89	0.98	1.27	NO CUMPLE

Tabla 22. Irregularidad torsional en Y-Y.

5.3.10 IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

La norma E.030 indica que presentara irregularidad torsional cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición carga. Además, es necesario que el desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible.

NIVEL	$\Delta/h_{\max \text{ inel}}$ *0.75R	CONDICIÓN 1	$\Delta_{\text{rel max}}$ mm	$\Delta_{\text{rel min}}$ mm	Δ_{prom} mm	$1.3 \Delta_{\text{prom}}$ mm	CONDICIÓN 2
7	0.0057	NO CUMPLE	2.86	2.02	2.44	3.65	NO CUMPLE
6	0.0058	NO CUMPLE	2.92	2.04	2.48	3.72	NO CUMPLE
5	0.0058	NO CUMPLE	2.89	2.01	2.45	3.67	NO CUMPLE
4	0.0054	NO CUMPLE	2.70	1.87	2.29	3.43	NO CUMPLE
3	0.0047	NO CUMPLE	2.33	1.60	1.96	2.95	NO CUMPLE
2	0.0034	NO CUMPLE	1.71	1.18	1.45	2.17	NO CUMPLE
1	0.0016	NO CUMPLE	0.89	0.61	0.75	1.13	NO CUMPLE

Tabla 23. Irregularidad torsional extrema en X-X.

NIVEL	$\Delta/h_{\max \text{ inel}}$ *0.75R	CONDICIÓN 1	$\Delta_{\text{rel max}}$ mm	$\Delta_{\text{rel min}}$ mm	Δ_{prom} mm	$1.3 \Delta_{\text{prom}}$ mm	CONDICIÓN 2
7	0.0041	CUMPLE	2.07	1.82	1.95	2.92	NO CUMPLE
6	0.0047	CUMPLE	2.35	2.09	2.22	3.33	NO CUMPLE
5	0.0052	CUMPLE	2.61	2.35	2.48	3.72	NO CUMPLE
4	0.0055	CUMPLE	2.73	2.48	2.60	3.90	NO CUMPLE
3	0.0052	CUMPLE	2.59	2.37	2.48	3.72	NO CUMPLE
2	0.0042	CUMPLE	2.08	1.92	2.00	3.00	NO CUMPLE
1	0.0019	NO CUMPLE	1.07	0.99	1.03	1.54	NO CUMPLE

Tabla 24. Irregularidad torsional extrema en Y-Y.

5.3.11 ESQUINAS ENTRANTES

La norma E.030 indica que presentara irregularidad de esquinas entrantes si la estructura presenta una abertura mayor al 20% de la dimensión total en planta de ese lado. Solo es necesario cumplir con la anterior condición en un lado para considerar que cumple con esta irregularidad.

Para la edificación se observa esquinas entrantes para la unión de los dos bloques por lo cual cumple con esta irregularidad y se deberá aplicar una reducción al coeficiente de reducción (ver tabla 25).

SENTIDO	LONGITUD ABERTURA	LONGITUD TOTAL	%LONGITUD TOTAL
X-X	10.7	20.7	51.69%
Y-Y	9.025	21.3	42.37%

Tabla 25. Irregularidad de esquinas entrantes.

5.3.12 DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA

La norma E.030 indica que presentara discontinuidad de diafragma en el caso que se presenten aberturas mayores al 50% del área bruta de la planta, o cuando la sección transversal sea menor al 25% de la sección en planta.

En este caso edificio se observa que no hay aberturas menores del 50% del área total además de no presentar una abertura de mayor del 25% de la sección en planta

5.3.13 SISTEMAS PARALELOS

La norma E.030 indica que se presentará irregularidad de sistemas paralelos cuando los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos en cualquiera de las direcciones de análisis.

En este caso por simple observación se verifica que no presenta esta irregularidad.

5.4 VERIFICACIÓN DE REDUCCIÓN SÍSMICA

Es necesario verificar si se utilizó el correcto valor de reducción sísmica, en este caso se asumió que un sistema de muros estructurales debido por la cantidad de placas presentes. Según la norma E.030 para que tenga un sistema de muros estructurales es necesario que al menos el 80% de la cortante basal sea tomada por las placas que será verificado en la siguiente tabla.

SENTIDO	V _{BASAL} ton	COLUMNAS ton	PLACAS ton	% COLUMNAS	%PLACAS
X-X	316.37	10.04	306.33	3%	97%
Y-Y	299.70	26.70	273.00	9%	91%

Tabla 26. Verificación de reducción sísmica.

5.5 FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE

La norma E.030 exige un valor mínimo sobre la relación entre las cortantes halladas en el sismo estático y en el sismo dinámico. Para edificios regulares la fuerza cortante mínima en la base no puede ser menor que el 80% de la cortante calculada por el análisis estático. Para edificios irregulares la fuerza cortante mínima en la base no puede ser menor que el 90% de la cortante calculada por el análisis estático.

En este caso el edificio analizado es irregular por lo que se tuvo que escalar los resultados obtenidos del análisis por el factor $0.90V_{EST}/V_{DIN}$ (ver tabla 27).

SENTIDO	V_{DIN} ton	V_{EST} ton	$0.9V_{EST}/V_{DIN}$
X-X	336.53	491.33	1.17
Y-Y	375.40	600.21	1.28

Tabla 27. Factor de escala.

5.6 JUNTA SÍSMICA

Se requiere tener una separación entre edificios colindantes para evitar problemas de golpeteo o martilleo en el caso de un sismo. Debido a la complejidad de hallar desplazamientos de los edificios vecinos, además de que no se tienen datos de los edificios, la norma da una fórmula para hallarla con solamente con datos del edificio.

$$S = \frac{2}{3} D_{max} \quad S = 0.006h \quad S > 3cm$$

$$S = \frac{2}{3} D_{max} = \frac{2}{3} * (1.649 * 5.4) = 5.94 \text{ cm}$$

$$S = 0.006h = 0.006 * 1890 = 11.34 \text{ cm}$$

Tabla 28. Junta de separación sísmica.

La norma indica que la junta sísmica es una distancia no menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos inelástico de la estructura y de estructuras adyacentes además no debe ser menor que o 0.006 veces la altura de la estructura. En caso de que no exista junta reglamentaría el edificio deberá separarse de la edificación existente $s/2$ correspondiente a la estructura más $s/2$ correspondiente a la estructura vecina.

Para la edificación se tomará como junta sísmica 12 cm siguiendo con las disposiciones mencionadas.

5.7 CONTROL DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN (P-DELTA)

La norma E.030 indica que para ignorar efectos de segundo orden se debe calcular el coeficiente de estabilidad (Q) tiene que ser menor a 0.1, en caso contrario es necesario realizar un análisis especial de efectos de segundo orden.

$$Q = \frac{N_i \Delta_i}{V_i h e_i R}$$

Donde:

- N_i : Fuerza axial de entrepiso.
- Δ_i : Desplazamiento de entrepiso.
- V_i : Fuerza cortante de entrepiso.
- $h e_i$: Altura de entrepiso.
- R : Factor de reducción de fuerza sísmica.

NIVEL	he m	N ton	Δ m	V ton	Q
7	2.70	221.71	0.0113	55.62	0.0037
6	2.70	638.58	0.0093	147.81	0.0033
5	2.70	1055.46	0.0073	213.74	0.0030
4	2.70	1472.33	0.0053	262.81	0.0024
3	2.70	1888.23	0.0034	299.06	0.0018
2	2.70	2305.10	0.0018	323.77	0.0010
1	3.00	2732.31	0.0006	336.53	0.0004

Tabla 29. Control de efectos de segundo orden en X-X.

NIVEL	he m	N ton	Δ m	V ton	Q
7	2.70	221.71	0.0140	55.62	0.0046
6	2.70	638.58	0.0122	147.81	0.0043
5	2.70	1055.46	0.0101	213.74	0.0041
4	2.70	1472.33	0.0078	262.81	0.0036
3	2.70	1888.23	0.0053	299.06	0.0027
2	2.70	2305.10	0.0029	323.77	0.0017
1	3.00	2732.31	0.0010	336.53	0.0006

Tabla 30. Control de efectos de segundo orden en Y-Y.

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

Las losas son elementos planos que actúan como membranas compuestas por viguetas las cuales pueden darán la dirección del elemento resistente, pudiendo ser resistente en 1 o 2 direcciones que tomarán una gran cantidad de momento flector, no se usa colocar refuerzo para que resista la fuerza cortante. Además, podrá tomar diferentes denominaciones según sus direcciones de resistencia como losa aligerada, losa maciza, losa nervada, etc.

En general, todos los niveles deben estar unidos para asegurar que todos los elementos puedan tener desplazamientos en el mismo sentido por lo cual se simulara el comportamiento de un diafragma rígido y respetar la interacción de los elementos que lo componen en referencia a sus desplazamientos.

Dependiendo del tipo de losa la vigueta toma una forma de sección T o alguna otra forma, especialmente cuando se usan viguetas pretensadas, que estará separada a una distancia definida en el diseño con respecto de la otra, que dependerá de las dimensiones de la unidad de albañilería presente en el mercado, y el intermedio entre ellas puede ser ocupada por una unidad de albañilería o ser rellenada en su totalidad por concreto armado.

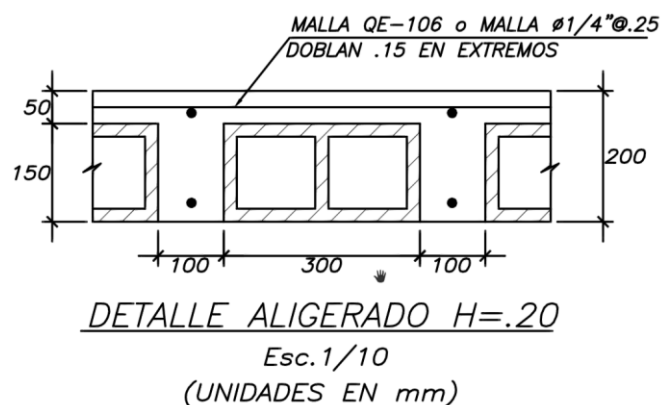


Figura 14. Detalle de aligerado de 20cm.

6.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para la losa se centrará el análisis en sus viguetas debido a que estas son los elementos en los cuales están encargados de transmitir las cargas presentes en la losa a elementos más resistentes y será necesario definir las cargas más importantes a las que estará sometida. Las losas no tendrán cargas de sismo considerables, por lo tanto, su diseño se realizará considerando solamente cargas de gravedad.

Se analizará las viguetas en todo su largo y considerando los efectos de las vigas y columnas que se encuentren en sus bordes. En caso de que la vigueta continúe con el mismo sentido en una losa adyacente se realizará un modelo continuo de varios tramos.

Para poder definir los refuerzos de acero necesario se debe someter la vigueta a la combinación 1.4CM+1.7CV como indica la norma E.060.

6.2 REQUISITOS DE REFUERZO

Para el refuerzo de acero la norma E.060 indica en el artículo 10.5 indica que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta ($\phi M_n \geq M_{cr}$). Para secciones rectangulares la Norma E.060 brinda la siguiente expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}bwd}{f_y}$$

Para el refuerzo acero máximo, la norma E.060 indica en el artículo 10.3.4 que la cuantía de acero de una sección debe ser como máximo el 75% de la cuantía balanceada esto influirá a que el elemento tenga una falla dúctil antes que una falla frágil. En este caso donde $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ se tiene cuantía balanceada de 2.13% y se obtendrá el siguiente valor para el acero máximo:

$$A_{s_{max}} = 1.59\%bd$$

Adicionalmente, la norma indica que se debe tomar consideraciones de refuerzo por contracción y temperatura que indica que para barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$ debe tener una cuantía mínima de 0.0018.

$$A_{s_{min}} = 0.0018bd$$

6.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

Las viguetas que se formarán en las losas tendrán forma de T por lo cual se debe tener consideraciones cuando se encuentre sometida a momentos positivos o a momentos negativos. Independientemente del espesor de la losa se analizarán las viguetas como secciones rectangulares, para el caso de momentos negativos se considera espesor de 10 cm y para momentos positivos se considera un espesor de 40 cm. Luego de definir la geometría de la sección se analizará para cada caso el equilibrio de la sección logrando que la compresión del concreto tenga el mismo valor que la tracción del acero. Finalmente, se debe cumplir el requisito primordial del diseño por resistencia que indica que el momento nominal reducido por el factor de reducción (ϕM_n) debe ser mayor al momento último (M_u) ocasionado por las solicitaciones del estado último.

Como se mencionó anteriormente se buscará un estado en donde las secciones se encuentren en equilibrio para ello se mostrará el bloque de compresiones y la fuerza de tracción en las varillas de acero debido al momento actuante en la sección (ver figura 15).

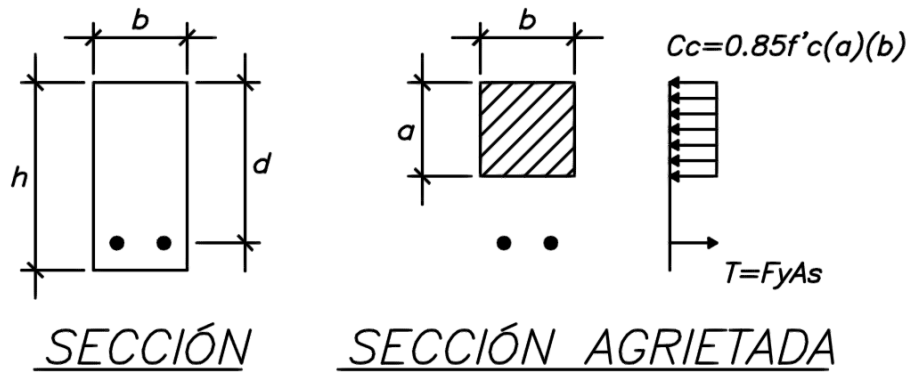


Figura 15. Equilibrio de sección agrietada (Ottazi Pasino,2016).

$$C_c = 0.85f'c(b)(a) \quad T = f_y A_s$$

$$C_c = T \quad \rightarrow \quad 0.85f'c(b)(a) = f_y A_s$$

Donde:

- C_c : Fuerza de compresión en el concreto.
- T : Fuerza de tracción en el refuerzo de acero.
- $f'c$: Resistencia especificada a la compresión del concreto.
- f_y : Fuerza de tracción en el refuerzo de acero.
- b : Ancho de la sección analizada.
- a : Longitud del bloque de compresión.
- d : Peralte efectivo de la sección analizada.

Con las fórmulas anteriores aún hace falta ecuaciones para poder obtener el valor de todas las incógnitas, por lo cual se analiza el momento que se forma en la sección y se obtiene que se puede representar como:

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) = T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0.85f'c(b)(a) \left(d - \frac{a}{2} \right) = f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Las variables como a y A_s se pondrán en función de variables que se encuentra como datos al momento de analizar secciones en flexión.

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{|Mu|}{(0.9)(0.85)f'c(b)}} \quad A_s = \frac{|Mu|}{(0.9)f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

6.4 DISEÑO POR CORTE

Para asegurar que la sección soporte las fuerzas de corte solamente se considera el aporte de resistencia que confiere el concreto y si es excedida la fuerza cortante demandada se utilizará ensanches en la sección. La norma E.060

permite un incremento de 10% de la resistencia al corte para aligerados y losas nervadas quedando la resistencia definida como:

$$V_u \leq \phi V_n = \phi V_c$$

$$V_c = 1.1(0.53)\sqrt{f'_c} b w d$$

Donde:

- V_c : Resistencia al corte del concreto.
- f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.
- $b w$: Ancho del alma de la sección.
- d : Peralte efectivo de la sección analizada.

6.5 CORTE DE ACERO

Para el corte de acero se debe cumplir que la longitud total de acero debe ser como mínimo la longitud de desarrollo y el punto de corte teórico se debe añadir el valor máximo entre 12 veces el diámetro (12db), diámetro del acero de refuerzo (d) o luz libre entre 16 (ln/16). En resumen, se tendrá las siguientes opciones, de las cual se elegirá el tramo de mayor longitud.

- a. Longitud de corte teórico + 12 db (diámetro del refuerzo)
- b. Longitud de corte teórico + d (peralte efectivo de la sección)
- c. Longitud de corte teórico + ln/16 (luz libre dividido entre 16)

Por otro lado, es necesario considerar acero en los extremos una longitud de luz libre entre 5 (ln/5) cuando no se considere ningún refuerzo.

6.6 CONTROL DE DEFLEXIONES

La norma E.060 en el artículo 9.6 indica que para elementos sometidos a flexión deben diseñarse para que no tengan una degradación de su resistencia bajo condiciones de servicio. En el caso de elementos reforzados en una dirección (no preesforzados) se realizará un control en función del peralte y las condiciones de apoyo que se presente en sus extremos (ver tabla 31).

	ESPESOR O PERALTE MÍNIMO, H			
	SIMPLEMENTE APOYADOS	CON UN EXTREMO CONTINUO	AMBOS EXTREMOS CONTINUOS	EN VOLADIZO
ELEMENTOS	ELEMENTOS QUE NO SOPORTEN O ESTÉN LIGADOS A DIVISIONES U OTRO TIPO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES SUSCEPTIBLES DE DAÑARSE DEBIDO A DEFLEXIONES GRANDES.			
VIGAS O LOSAS NERVADAS EN UNA DIRECCIÓN	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Tabla 31. Límites para el control de deflexiones.

El uso de la tabla anterior es para vigas o losas nervadas de concreto, sin especificar la resistencia, con refuerzo de acero de $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

En el caso de que sea necesario controlar las deflexiones será necesario considerar los efectos de la fisuración y del refuerzo en la rigidez del elemento por lo cual será necesario recalculer la inercia en el tramo afectado además de hallar un promedio considerando las condiciones de borde del tramo. Se plantean las fórmulas para el caso para un tramo con extremos continuos

$$\frac{bc^2}{2} + (2n - 1)(As')(c - d') = (n)(As)(d - c)$$

$$I_{tr} = \frac{bc^3}{3} + (2n - 1)(As')(c - d')^2 + (n)(As)(d - c)^2$$

$$I_{e\text{ prom}} = \frac{I_{e1} + 2I_{e2} + I_{e3}}{4}$$

Para hallar la deflexión se dividirá en deflexión inmediata y deflexión diferida que estará relacionada a la carga muerta y carga viva que actuará en la viga donde solo se considera el 30% de la carga viva estará permanentemente en la viga.

$$\Delta_{i\text{ CM}} = \frac{5l^2 [M^+ - 0.1(M_1 + M_2)]}{48E_c I_{e\text{ prom}}} \quad \Delta_{i\text{ CV}} = \frac{w_{\text{CM}}}{w_{\text{CV}}} \Delta_{i\text{ CM}} \quad \Delta_{i\text{ 30\%CV}} = 30\% \Delta_{i\text{ CV}}$$

Para hallar la deflexión diferida se tiene que considerar la influencia del creep y la retracción por lo que la norma E.060 nos proporciona fórmulas simplificadas para calcular la deflexión diferida.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad \rho = \frac{2As}{bd}$$

$$\Delta_{d\text{ CM}} = \lambda \Delta_{i\text{ CM}} \quad \Delta_{d\text{ CV}} = \lambda \Delta_{i\text{ CV}}$$

La norma establece límites que dependerá si el elemento está conectado con un elemento no estructural susceptible de dañarse.

$$\Delta = \Delta_{d\text{ CM}} + 30\% \Delta_{d\text{ CV}} + \Delta_{i\text{ CV}} \rightarrow \Delta < \frac{ln}{480}$$

5.7 CONTROL DE FISURACIÓN

Para controlar los agrietamientos excesivos debido a la distribución de refuerzo la norma E.060 nos propone un parámetro Z que está regido por el esfuerzo del acero (f_s) y el área efectiva del concreto en tracción (A_{ct}).

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A_{ct}} \quad Z < 26000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Donde:

f_s : Esfuerzo en el acero.

d_c : Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra externa en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra.

A_{ct} : Área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras.

Se tiene que tomar en cuenta que el recubrimiento es de 3 cm por lo que los valores de d_c y y_s van a ser igual que el valor de recubrimiento.

$$f_s = \frac{M_s}{0.9dA_s} \quad A_{ct} = \frac{2y_s b}{N^\circ \text{ de barras}}$$

Donde:

M_s : Momento flector en condiciones de servicio.

A_s : Área total del refuerzo principal de tracción por flexión.

y_s : Centroide del refuerzo principal de tracción por flexión.

6.7 EJEMPLO DE DISEÑO

Se procederá a analizar la vigueta que está ubicada en los ejes 1-9/A-B que en capítulo 4 de metrado de cargas se obtuvo los diagramas de fuerza cortante y momento. Se comenzará el diseño por flexión ante la carga última (1.4CM+1.7CV) para estimar el acero necesario.

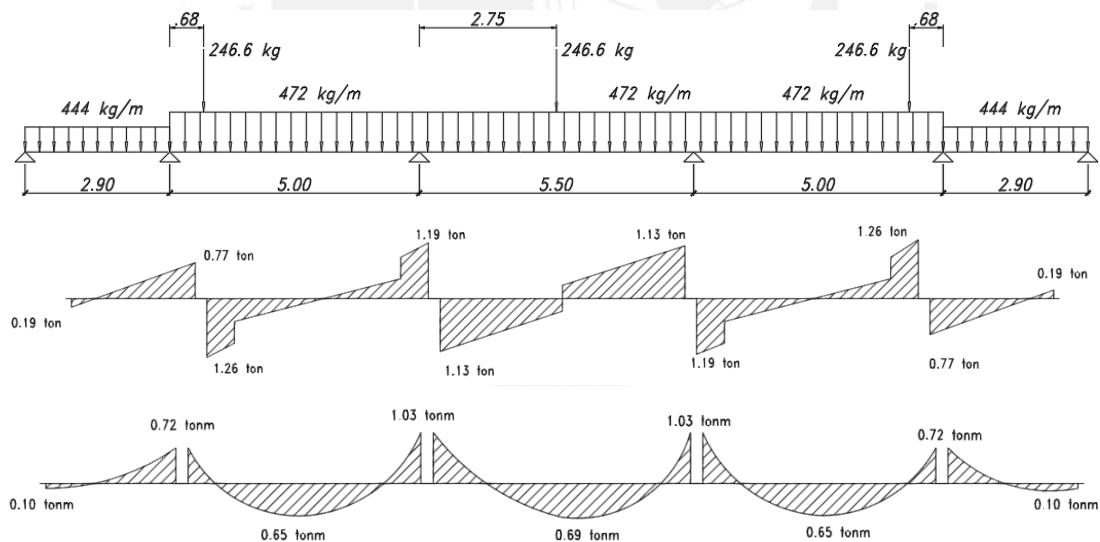


Figura 16. DFC y DMF de la vigueta analizada.

Diseño por flexión

Para el análisis de flexión de la vigueta se seguirán las fórmulas descritas en la sección anterior del capítulo además de aplicar una restricción al valor de longitud de bloque de compresión 'a' debe ser menor a 5 cm para momentos negativos debido a que cambia de espesor después de esa distancia. Por otro lado, se debe cumplir con el acero de refuerzo máximo y mínimo para la sección.

Para los tramos con espesor de 20 cm

$$As^+_{max} = 1.59\%bd = 10.81 \text{ cm}^2$$

$$As^-_{max} = 1.59\%bd = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$As^+_{min} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$As^-_{min} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Para los tramos con espesor de 25 cm

$$As^+_{max} = 1.59\%bd = 14.00 \text{ cm}^2$$

$$As^-_{max} = 1.59\%bd = 3.50 \text{ cm}^2$$

$$As^+_{min} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$As^-_{min} = 0.40 \text{ cm}^2$$

		Mu	a	c	As	As colocado		M sumin
		kg m	cm	cm	cm2	cm2	ø	kg m
TRAMO 1 h=20 cm	M+	100	0.37	0.44	0.16	0.71	1ø3/8"	433.83
	M-	722	2.89	3.40	1.23	1.42	2ø3/8"	822.82
TRAMO 2 h=25 cm	M-	661	0.47	0.56	0.80	1.42	2ø3/8"	1091.20
	M+	651	1.93	2.27	0.82	1.42	2ø3/8"	1091.20
	M-	722	0.52	0.61	0.88	1.42	2ø3/8"	1158.45
TRAMO 3 h=25 cm	M-	1034	0.74	0.88	1.26	1.42	2ø3/8"	1158.45
	M+	693	2.06	2.42	0.87	1.42	2ø3/8"	1158.45
	M-	1032	0.74	0.87	1.26	1.42	2ø3/8"	1158.45
TRAMO 4 h=25 cm	M-	1024	0.74	0.87	1.25	1.42	2ø3/8"	1158.45
	M+	652	1.93	2.27	0.82	1.42	2ø3/8"	1158.45
	M-	662	0.47	0.56	0.80	1.42	2ø3/8"	1158.45
TRAMO 5 h=20 cm	M-	723	2.89	3.40	1.23	1.42	2ø3/8"	822.82
	M+	101	0.37	0.44	0.16	0.71	2ø3/8"	433.83

Tabla 32. Refuerzo longitudinal requerido y colocado para vigueta.

Diseño por corte

Se procederá analizar la capacidad de corte de las viguetas donde la fuerza cortante última será la fuerza que se obtiene a una distancia "d" medida desde la cara de los apoyos.

Para los tramos 1 y 5 ($d = 20-3 = 17 \text{ cm}$):

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times (210)^{0.5} \times 10 \times 17 = 1.22 \text{ ton} \rightarrow \phi V_c > V_u$$

Para los tramos 2, 3 y 4 ($d = 25-3 = 22 \text{ cm}$):

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times (210)^{0.5} \times 10 \times 22 = 1.58 \text{ ton} \rightarrow \phi V_c > V_u$$

Se observa que la fuerza cortante soportada en todos los tramos no excede a la resistencia del concreto por lo cual no se requieren ensanches.

Cálculo por refuerzo de temperatura

Para evitar la retracción y temperatura de la losa la norma E.060 indica cuantías mínimas para una losa aligerada de 5 cm, considerándose 1 m de ancho y espaciamiento máximo de 5t.

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \phi 6 \text{ mm @ } 25 \text{ cm}$$

Corte de acero

Se mostrarán los resultados para el corte de acero para el primer tramo:

		1 ^{ER} ACERO	2 ^{DO} ACERO	3 ^{RO} ACERO
Diámetro de acero		3/8"	3/8"	3/8"
ln	m	2.90	2.90	2.90
Punto de corte teórico	m	-	1.42	0.20
ln/5	m	0.58	-	-
l_d	m	0.44	0.44	0.44
12d_b	m	0.11	0.11	0.11
d	m	0.17	0.17	0.17
ln/16	m	0.18	0.18	0.18
max(d_b,d,ln/16)	m	0.18	0.18	0.18
Longitud de corte	m	0.58	1.60	0.44

Tabla 33. Corte de acero para el primer tramo.

Control de deflexión

Para el control primero se comprobará si los tramos están dentro de los límites para obviar el cálculo de las deflexiones cumpliendo con lo especificado en la norma.

	LONGITUD m	ln/18.5 m	ln/21 m
TRAMO 1	2.65	0.14	
TRAMO 2	4.75		0.23
TRAMO 3	5.25		0.25
TRAMO 4	4.75		0.23
TRAMO 5	2.65	0.14	

Tabla 34. Verificación de control de deflexión.

De los resultados obtenidos se puede observar que para el tramo central está al límite de lo exigido por la norma por lo cual en este caso se verificará si es necesario o no controlar las deflexiones.

Extremo derecho

$$5c^2 + (2 \times 9.2 - 1) \times (2 \times 0.71) \times (c - 3) = 9.2 \times 0.71 \times (17 - c) \rightarrow c = 5.9 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = 10 \times 5.9^3 / 3 + (2 \times 9.2 - 1) \times (2 \times 0.71) \times (5.9 - 3)^2 + 9.2 \times 0.71 \times (17 - 5.9)^2 = 4174.81 \text{ cm}^4$$

Sección central

$$20c^2 = 9.2 \times 1.42 \times (17 - c) \rightarrow c = 4.75 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = 40 \times 5.9^3 / 3 + 9.2 \times 0.71 \times (17 - 4.75)^2 = 5316.31 \text{ cm}^4$$

Extremo izquierdo

$$5c^2 + (2 \times 9.2 - 1) \times (2 \times 0.71) \times (c - 3) = 9.2 \times 0.71 \times (17 - c) \rightarrow c = 5.9 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = 10 \times 5.9^3 / 3 + (2 \times 9.2 - 1) \times (2 \times 0.71) \times (5.9 - 3)^2 + 9.2 \times 0.71 \times (17 - 5.9)^2 = 4174.81 \text{ cm}^4$$

Inercia efectiva de la sección

$$I_{e \text{ prom}} = (4174.81 + 5316.31 + 4174.81) / 4 = 4745.56 \text{ cm}^4$$

Luego de tener la inercia se procederá a hallar la deflexión del tramo central.

In	cm	525
E	kg	220000
I _{ef}	cm ⁴	4745.56
M ⁺	kg cm	36200
M ₁	kg cm	53200
M ₂	kg cm	53200
Δ _{icM}	cm	0.703
W _{CM}	kg m	160
W _{CV}	kg m	80
Δ _{icV}	cm	0.35
30% Δ _{icV}	cm	0.11

Tabla 35. Cálculo de deflexiones inmediatas.

As'	cm ²	1.42
b	cm	10
d	cm	22
ρ'	cm	0.01
λ	cm	1.51
Δ _{dcM}	cm	1.06
Δ _{dcV}	cm	0.16

Tabla 36. Cálculo de deflexiones diferidas.

Luego de calcular las deflexiones se procederá a hallar la deflexión que puede afectar al tabique y comparar con el límite de la norma E.060. Cabe recordar que ese tramo soporta un elemento estructura susceptible a dañarse por deflexión entonces la deflexión límite será $l_n/480$.

$$\Delta = \Delta_{dCM} + 30\% \Delta_{dCV} + \Delta_{iCV} = 1.06 + 0.3 \times 1.06 + 0.35 = 1.73 \text{ cm}$$

$$\Delta > l_n/480 (1.09 \text{ cm})$$

La deflexión supera la propuesta en la norma; sin embargo, la norma indica que el límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir los daños en los elementos unidos como proporcionar una contra flecha.

Control de fisuración

Se analizará la fisuración en el tramo central que tiene mayores solicitaciones

Momento negativo

$$f_s = 46000 / (0.9 \times 22 \times 1.42) = 1636.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = 2 \times 3 \times 40 / 2 = 120 \text{ cm}^2$$

$$Z = 1636.08 \times (3 \times 120)^{1/3} = 11638.72 \text{ kg/cm} \rightarrow Z < 26000 \text{ kg/cm}$$

Momento positivo

$$f_s = 70000 / (0.9 \times 22 \times 1.42) = 2489.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = 2 \times 3 \times 10 / 2 = 30 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2489.69 \times (3 \times 30)^{1/3} = 11157.29 \text{ kg/cm} \rightarrow Z < 26000 \text{ kg/cm}$$

Como se pudo observar no presentara fisuración debido a que cumple con el límite propuesto en la norma E.060.

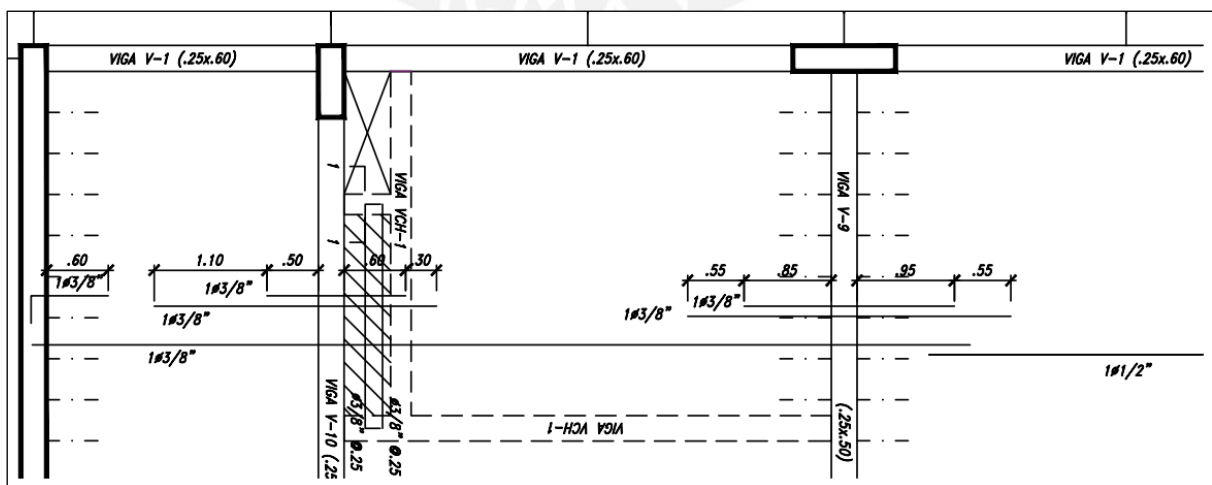


Figura 17. Distribución del refuerzo en la losa aligerada.

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE LOSA MACIZA

Las losas macizas son elementos planos que actúan como membranas compuestas, tienen como característica un espesor delgado y dan una mayor rigidez al diafragma a comparación de una losa aligerada. El refuerzo que se coloca será en forma de malla lo que le dará una mayor resistencia a la flexión y menor deflexión a comparación de una losa aligerada.

Son utilizadas mayormente en paños donde hay bastantes aberturas o congestión de instalaciones debido a que es más eficiente y conveniente por el paso de tuberías.

En general, todos los niveles deben estar unidos para asegurar que todos los elementos puedan tener desplazamientos en el mismo sentido. Se simulará el comportamiento de un diafragma rígido y se respetará la interacción de los elementos que lo componen.

Las losas macizas pueden trabajar en 1 o 2 direcciones dependiendo de la proporción de la longitud de sus lados en diferentes sentidos, es decir, la proporción entre la luz larga y luz corta, por lo que para una proporción mayor de 2 se considera que solo trabajara en una dirección.

7.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para la losa maciza, a diferencia de las losas aligeradas, se tendrá que analizar el paño por completo debido a que se distribuirá entre todo el paño las solicitaciones dando una distribución de esfuerzo diferente en cada punto del paño en sus ambas direcciones.

Referente a sus condiciones de borde se observa que estarán apoyadas en vigas por lo que se considera como simplemente apoyada en todos los bordes. En caso de que su borde está apoyado en una columna o una placa se ignora los posibles efectos en las condiciones de borde y se seguirá tomando como simplemente apoyado.

Con respecto a las cargas, al igual que para las losas aligeradas, solo se considera para el análisis las cargas de gravedad donde la combinación sera 1.4CM+1.7CV como indica la norma E.060.

7.2 REQUISITOS DE REFUERZO

La norma E.060 indica que para secciones considerables de concreto es necesario controlar los cambios volumétricos del concreto. De acuerdo a la Tabla 6.4.1 se establece que el acero mínimo por contracción y temperatura para las losas macizas debe tener una cuantía mínima de 0.0018.

$$A_{s_{min}} = 0.0018bd$$

Para el refuerzo acero máximo, se cumple lo mismo requisitos de la losa aligerado. Esto se puede resumir en que la cuantía balanceada es 2.13% y el acero máximo será 75% de la cuantía balanceado.

$$As_{max} = 1.59\%bd$$

Con relación a lo anterior, los espaciamientos del refuerzo no deben exceder 3 veces el peralte de la losa ni ser mayor de 40 cm.

7.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión se considera una sección de un metro de ancho y se aplicarán las fórmulas de flexión para secciones rectangulares a comparación de una losa aligerada donde la sección de análisis es una sección T. El momento nominal multiplicado por el factor de reducción (ϕMn) debe ser mayor al momento último (M_u) ocasionado por las fuerzas resultantes del estado último.

Se presentará un resumen de las fórmulas a utilizar (área de acero, espaciamiento de barras y momento suministrado) para mayor referencia de cómo se obtuvieron se puede revisar el capítulo 6 de diseño por flexión para losas aligeradas.

$$As = \frac{|Mu|}{(0.9)fy \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad S = \frac{As}{Ab} \quad M_{sum} = fyAs \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde:

As: Área de acero necesaria.

Ab: Área de barra de acero suministrada.

S: Espaciamiento.

M_{sum}: Momento suministrado por el refuerzo de acero.

Por otro lado, la norma E.060 también permite el diseño de las losas macizas por otros métodos como el de los coeficientes. Este método requiere que la losa maciza a diseñar cumpla con los siguientes requisitos:

- La losa tiene que estar apoyada en su perímetro por vigas peraltadas o muros.
- El peralte de las vigas de apoyo tiene que ser mayor a 1/15 la luz libre o 1.5 veces el espesor de la losa.
- Los paños de la losa deben ser rectangulares y con una relación no mayor a dos.
- Todas las cargas deben ser por gravedad y distribuidas uniformemente.
- La carga viva no debe exceder dos veces la carga muerta.

Para poder diseñar con este método será necesario encontrar la relación entre los lados de la losa que nos permitirá obtener un coeficiente que multiplicado por la carga última y el lado paralelo al sentido del momento nos permite estimar el momento al que será sometido. En caso de que la relación entre los lados de la losa esté entre dos valores de la tabla se realizará una interpolación para obtener un coeficiente que sea más preciso.

$$M_A = C_A w_u A^2 \quad M_B = C_B w_u B^2$$

Donde:

- M_A, M_b : Momento flector paralelo al sentido del lado X.
 A, B : Longitud de lado.
 W_U : Carga última presente en la losa maciza.

7.4 DISEÑO POR CORTE

Para el diseño por corte se utilizará las fórmulas para determinar la capacidad de corte que admite el concreto al igual que se realizó para el diseño por corte de losas aligeradas, pero no se incrementará la resistencia al corte en 10% ya que la norma E.060 indica que el aumento es solo para losas aligeradas.

$$V_u \leq \phi V_n = \phi V_c$$
$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b w d$$

Donde:

- V_c : Resistencia al corte del concreto.
 f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.
 $b w$: Ancho del alma de la sección circular.
 d : Peralte efectivo de la sección analizada.

7.5 EJEMPLO DE DISEÑO

Se procederá a analizar la losa maciza presente en los ejes 4-6/D-E (de $h=0.15\text{m}$) que fue analizada en capítulo de metrado de cargas obteniéndose los diagramas de fuerza cortante y momento. Se comenzará el diseño por flexión ante la carga última (1.4CM+1.7CV) para estimar el acero necesario.

Diseño por flexión

Para el diseño de flexión de la losa maciza se seguirán las fórmulas descritas en secciones anteriores. Por otro lado, se debe cumplir con los valores de acero máximo y mínimo para la sección.

$$A_{S_{\max}} = 1.59 \times 100 \times 12 = 19.08 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{S_{\min}} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Se empleará el método directo en el diseño por flexión, por lo que primero se verificó que cumpliera con los requisitos para usar el método. Se observó que la losa maciza tendrá continuidad en 3 lados y un lado apoyado además al ser un valor que no se encuentra en la tabla por lo que se realizará una interpolación lineal para hallar los coeficientes además se tomará como condición de borde tres lados continuos y uno apoyado.

$$A/B = 3.25/3.95 = 0.823 \quad W_u = 1.324 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{ud} = 0.644 \text{ ton/m}^2 \quad W_{ul} = 0.68 \text{ ton/m}^2$$

$$A/B = 0.8 \quad C_a = 0.032 \quad C_b = 0.015$$

$$\underline{A/B = 0.85 \quad C_a = 0.029 \quad C_b = 0.017}$$

$$A/B = 0.823 \quad C_a = 0.031 \quad C_b = 0.016$$

$$M_a^+ = 0.031 \times 3.25^2 \times 0.644 = 0.208 \text{ ton m}$$

$$M_b^+ = 0.016 \times 3.95^2 \times 0.644 = 0.160 \text{ ton m}$$

En la tabla 37 se mostrará los resultados obtenidos para el diseño de la losa maciza:

		Mu Kg m	a cm	c cm	As cm2	As colocado		M sumin kg m
						cm2	∅	
Momento positivo	A	546	0.2	0.24	1.21	2.84	∅3/8" @ .25	1789
	B	378	0.14	0.16	0.84	2.84	∅3/8" @ .25	1789
Momento negativo	A	731	0.27	0.32	1.63	2.84	∅3/8" @ .25	1789
	B	894	0.33	0.39	2.00	2.84	∅3/8" @ .25	1789

Tabla 37. Refuerzo longitudinal requerido y colocado para losa maciza

Diseño por corte

Se procederá analizar la capacidad de corte de la losa maciza, la fuerza cortante última (V_u) se obtiene al analizar una sección de 100 cm de ancho.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (210)^{0.5} \times 100 \times 12 = 7.83 \text{ ton} \rightarrow \phi V_c > V_u (1.15 \text{ ton})$$

En este caso se observa que la fuerza cortante soportada en todos los tramos no excede a la resistencia del concreto por lo cual no se requieren ensanches.

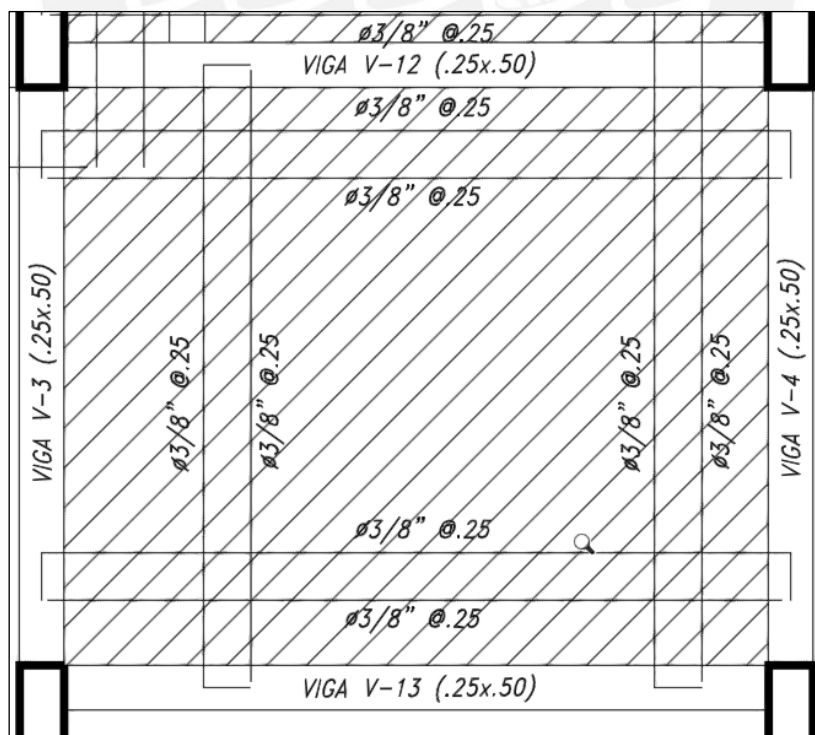


Figura 18. Diseño final de la losa maciza.

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos unidireccionales de un largo considerable, que al igual que las losas tienen una mayor concentración de momentos flectores, ocasionado en parte por su largo, que serán soportados por refuerzos de acero longitudinales distribuidos en la sección. Sin embargo, también puede tener una demanda de fuerza cortante que será resistida mediante el empleo de estribos colocados a lo largo del elemento con relación de las fuerzas cortantes que tomará en el tramo de análisis y también tendrá la función de mantener unido los refuerzos longitudinales ante posibles deformaciones. En resumen, quedaremos con un elemento en el cual se emplearán dos tipos de refuerzos (longitudinal y transversal) para poder obtener un comportamiento satisfactorio ante las cargas gravitatorias y sísmicas.

Con relación a su importancia estructural, las vigas soportarán las cargas que se presenten en las losas y se apoyan sobre las columnas, por lo cual tendrán una mayor responsabilidad sísmica teniendo cuidado en cuanto la colocación de acero.

8.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis se modelo como elementos beam que no aceptan torsión de otros elementos. Además, puede estar unida en uno de sus extremos por columnas o muros donde el tipo de unión dependerá si alcanza la longitud de desarrollo del refuerzo.

El sistema se ve afectada por cargas de gravedad y sísmicas por lo que se resolverán por el método del portal o similares (todos los métodos usados deben considerar la rigidez de las vigas, columnas y placas presentes).

Finalmente, se deberá asegurar colocar refuerzos de acero que satisfagan con la envolvente que se genera al considerar todas las combinaciones de cargas que exige la norma E.060 tomando en cuenta los casos en donde se deberá considerar las cargas de sismo.

8.2 REQUISITOS DE REFUERZO

Para el acero mínimo y máximo, la norma E.060 indica los mismos requisitos observados en los capítulos 6 y 7 para la losa aligerada y losa maciza respectivamente donde se debe cumplir el elemento tenga una falla dúctil antes que una falla frágil.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}bwd}{f_y} \quad A_{s_{max}} = 0.75\%A_{s_{bal}}$$

Analizando una viga típica (0.25x0.50) observará que es una sección rectangular, la resistencia a la rotura del concreto ($f'c$) y el esfuerzo de fluencia del acero (f_y) constante por lo cual se puede definir una fórmula general para especificar las restricciones de refuerzo. En este caso se tiene un $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y= 4200\text{kg/cm}^2$ simplificando las fórmulas de acero mínimo y máximo a las siguientes expresiones:

$$A_{s_{min}} = 0.24\%bd$$

$$A_{s_{max}} = 1.59\%bd$$

Adicionalmente la norma restringe la distribución del refuerzo al corte en la viga con valores límites de cortante que puede soportar el acero y espaciamiento máximo y mínimo.

Si se obtiene un valor de $V_u < 0.5\phi V_c$ se colocarán solamente estribos por montaje que son lo mínimo. Por otro lado, si se obtiene una demanda muy alta de cortante no debe exceder la siguiente expresión:

$$V_{s_{max}} = 2.1\sqrt{f'c}b_wd$$

La Norma E.060 en sus artículos 11.5.5.1 y 11.5.5.3 limita la separación de los estribos a usarse con el fin de asegurar que las grietas formadas a 45° por la acción de las fuerzas cortantes sean tomadas por al menos un estribo.

$$S_{max} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm}; \quad \text{si } V_s \leq 1.1\sqrt{f'c}b_wd$$

$$S_{max} = \frac{d}{4} \text{ o } 30 \text{ cm}; \quad \text{si } V_s > 1.1\sqrt{f'c}b_wd$$

El espaciamiento no debe exceder de:

- Separación mínima de $d/2$
- Separación mínima de 10 veces el diámetro de varillas longitudinales
- Separación mínima 24 veces el diámetro del estribo:
- Separación mínima de 30 cm

8.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para elementos sometidos a flexión se procederá de la misma manera como se realizó para losas. Se comparará el momento último obtenido de la envolvente, que es generado por las combinaciones de cargas indicadas en la norma E.060. Se tendrá que asegurar que el refuerzo de acero debe poder resistir un momento mayor al momento último

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_u \leq A_s \times f_y \times \left(d - \frac{A_s \times f_y}{2 \times 0.85 \times f'c \times b} \right)$$

La norma exige cumplir con lo siguiente para el caso de vigas:

- Debe existir un refuerzo de al menos 2 barras tanto en la cara superior como inferior continuo en todo lo largo de la viga.
- Los empalmes traslapados deberán localizarse a una distancia de dos veces el peralte del elemento, medido desde la cara del nudo.
- La resistencia a momento negativo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Por último, si la viga recibe cargas sísmicas es necesario cumplir con las disposiciones de la norma E.060 para edificaciones con sistema de muros estructurales. El área del refuerzo de acero debe cumplir las siguientes consideraciones: (ver Figura 19)

- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo de esa misma cara.
- La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud de la viga debe ser mayor que la cuarta parte de la resistencia máxima proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

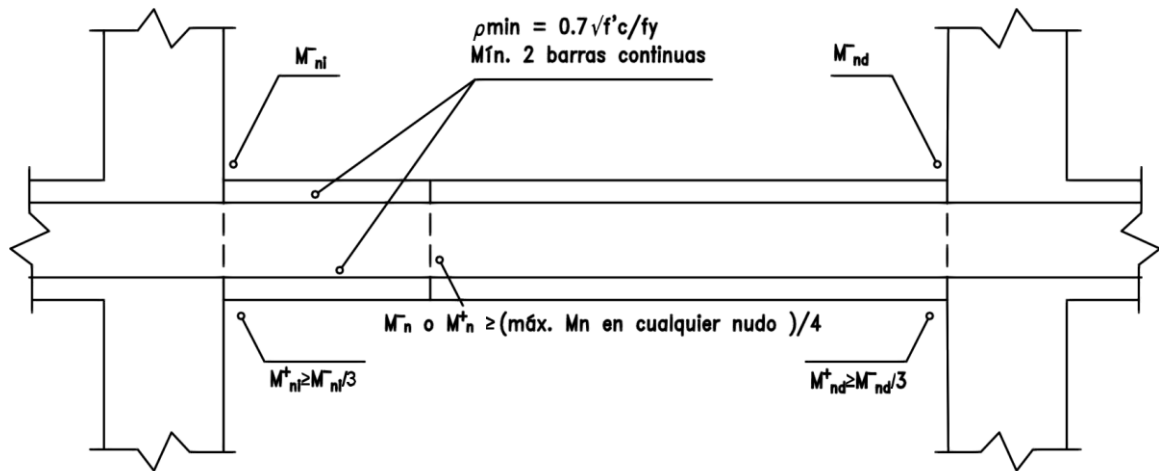


Figura 19. Resumen de los requisitos para el diseño sísmico por flexión para las vigas (Norma E.060, 2009).

8.4 DISEÑO POR CORTE

Cuando las demandas de fuerza cortante son mayores a la resistencia del concreto al corte, se debe colocar refuerzos de acero que aseguren un buen comportamiento ante las fuerzas de corte presentes en el elemento.

Para poder cuantificar la cantidad de fuerza cortante que debe soportar el concreto y el refuerzo de acero a colocar se utilizara las siguientes relaciones:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

- V_u : Fuerza cortante última.
- V_c : Fuerza cortante que toma el concreto.
- V_n : Fuerza cortante nominal.
- V_s : Fuerza cortante que toma el acero.
- ϕ : Factor de reducción de resistencia.

De las relaciones anteriores falta asignar las fórmulas para el aporte de concreto y al acero.

Como se mencionó anteriormente las fórmulas de aporte de resistencia a fuerza cortante del acero son diferentes entre elementos y este caso es:

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

Donde:

- V_c : Fuerza cortante que toma el concreto.
- f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.
- bw : Ancho del alma.
- d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

Por otro lado, para el aporte del acero se tomará la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{Avfyd}{s}$$

Por otra parte, si la viga recibe cargas sísmicas es necesaria diseñar por capacidad por lo cual se seguirá las indicaciones dispuestas en el capítulo 21 de la norma E.060 para edificaciones con sistema de muros estructurales. Por lo cual, la fuerza cortante de diseño (V_u) tiene que ser mayor al menor valor obtenido de los siguientes casos:

- a) Las fuerzas cortantes obtenidas al considerar el desarrollo de los momentos nominales (M_n) sumando la cortante isostática generada por las cargas de gravedad.
- b) Las fuerzas cortantes obtenidas de la envolvente de las combinaciones de carga amplificadas por 2.5 las cargas sísmicas.

El espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe exceder del menor de (ver Figura 20):

- a) Una distancia de $d/4$.
- b) Una distancia de diez veces del diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro ($10d_b$ longitudinal).
- c) Una distancia de 24 veces el diámetro de la barra del estribo de confinamiento ($24 d_b$ estribo).
- d) Una distancia de 30 cm.

Además de lo anterior, la separación de los estribos no debe ser mayor al espaciamiento requerido por fuerza cortante y menor a $0.5d$ a lo largo de la longitud del elemento.

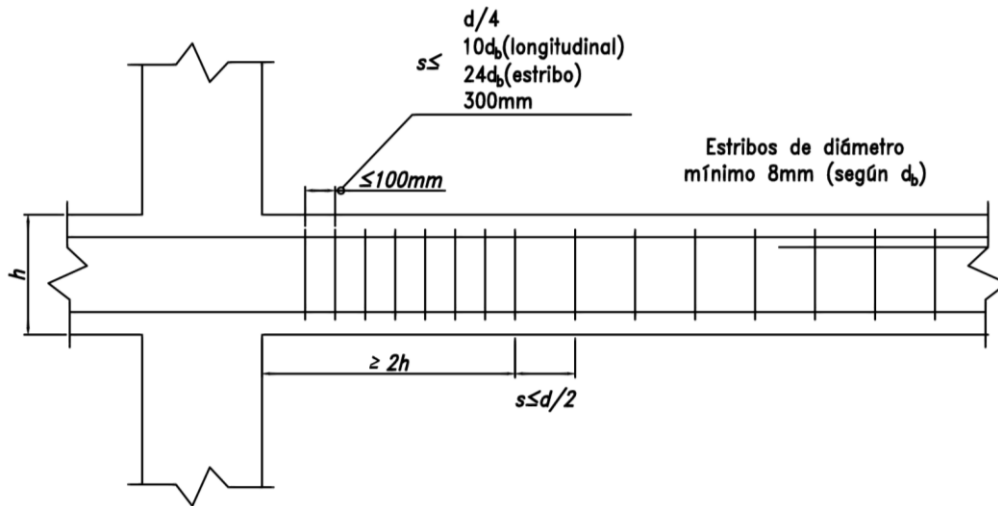


Figura 20. Resumen de las disposiciones para el diseño sísmico por corte (Norma E.060, 2009).

8.5 CONTROL DE DEFLEXIONES

Se verificará lo dispuesto para el control de deflexiones para losas aligeradas debido a que la norma indica que el procedimiento es igual para ambos elementos por lo que se sugiere al lector revisar lo indicado en esa sección.

8.7 CONTROL DE FISURACIÓN

Se verificará lo dispuesto para el control de fisuración para losas aligeradas debido a que la norma indica que el procedimiento es igual para ambas por lo que se sugiere al lector revisar lo indicado en esa sección.

8.8 EJEMPLO DE DISEÑO

Se diseñará la viga que se encuentra a lo largo del eje B apoyada en placas y columnas. Debido a su interacción con las placas se encontrará sometida a cargas de sismo que amplificará la demanda de momentos que se encuentre en ese tramo.

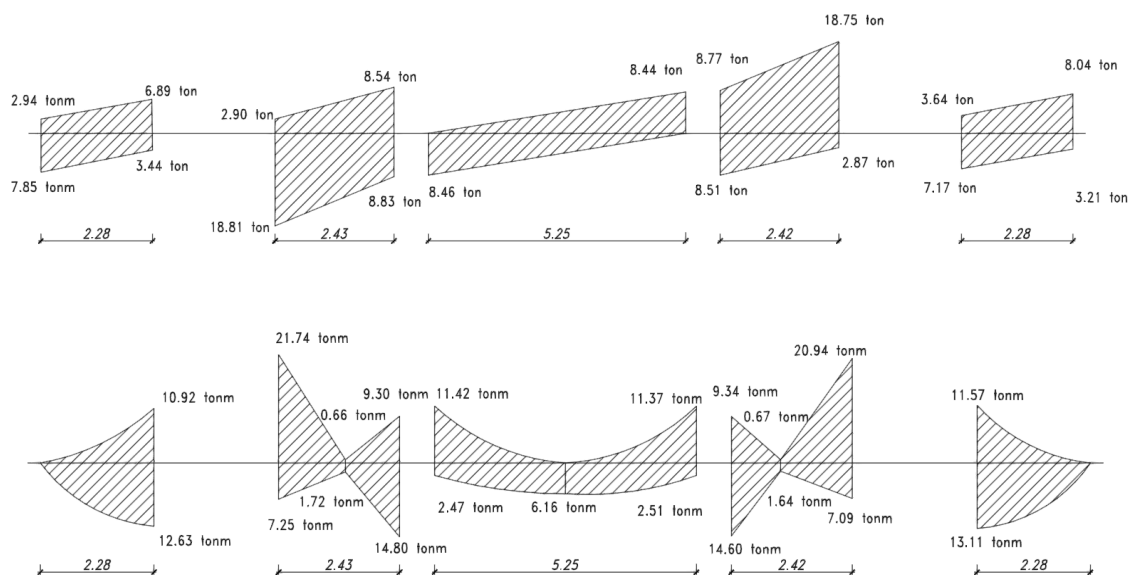


Figura 21. DFC Y DMF de la viga a diseñar.

Diseño por flexión

Para el análisis de flexión de la viga se seguirán las fórmulas para el diseño de una sección cuadrada donde se hallará los valores de acero máximo y mínimo despuertos en la norma E.060.

$$A_{s_{\max}} = 0.0159 \times 25 \times 54 = 21.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0024 \times 25 \times 54 = 3.24 \text{ cm}^2$$

		Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4		Tramo 5
		Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	
Mu	ton m	10.92	21.74	9.30	11.42	11.37	9.34	20.94	11.57	
a	cm	5.29	11.73	4.47	5.55	5.53	4.49	10.72	5.63	
c	cm	5.88	13.04	4.97	6.17	6.14	4.99	11.91	6.25	
As	cm²	5.63	12.47	4.75	5.90	5.87	4.77	11.39	5.98	
As Col.	cm²	8.52	14.20	8.52	8.52	8.52	8.52	14.20	8.52	
As Corrido	∅	3∅3/4"	3∅3/4"	2∅3/4"	3∅3/4"	3∅3/4"	3∅3/4"	3∅3/4"	3∅3/4"	
As Baston	∅	-	2∅3/4"	-	-	-	-	2∅3/4"	-	
M sum	ton m	16.10	24.32	11.02	14.63	14.63	11.02	25.40	16.10	

		Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3			Tramo 4		Tramo 5
		Der.	Izq.	Der.	Izq.	Cent.	Der.	Izq.	Der.	Izq.	
Mu	ton m	12.63	7.25	14.80	2.47	6.16	2.51	14.60	7.09	13.11	
a	cm	6.18	3.45	7.65	1.15	2.92	1.17	4.49	10.72	5.63	
c	cm	6.86	3.84	8.50	1.28	3.24	1.30	4.99	11.91	6.25	
As	cm²	6.56	1.75	8.13	0.57	1.47	0.58	7.46	3.86	6.78	
As Col.	cm²	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	8.52	
As Corrido	∅	3∅3/4"	3∅3/4"	3∅3/4"	3∅3/4"	3∅3/4"	3∅3/4"	3∅3/4"	3∅3/4"	3∅3/4"	
As Col.	∅	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
M sum	ton m	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	16.10	

Tabla 38. Refuerzo longitudinal requerido y colocado para viga.

Se omitirán los cálculos del tramo 4 y tramo 5 debido a que la viga es simétrica y se tomarán los cálculos del tramo 2 y tramo 1 respectivamente.

Es necesario cumplir con las disposiciones para el diseño sísmico para edificaciones de muros estructurales que indica restricciones en las restricciones de resistencia a momento (ver Figura 19).

Analizando el tramo 2 implicará que $A_{s^+ \text{ nudo}}$ debe ser mayor o igual el $A_{s^- \text{ nudo}/3}$ y que el acero mínimo debe ser mayor o igual a $A_{s^+ \text{ nudo}/4}$ y $A_{s^- \text{ nudo}/4}$.

$$A_{s^+ \text{ nudo}} \geq A_{s^- \text{ nudo}/3}$$

$$8.52 \text{ cm}^2 \geq 4.73 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ corrido} \geq A_s^+ \text{ nudo}/4$$

$$8.52 \text{ cm}^2 \geq 2.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ corrido} \geq A_s^- \text{ nudo}/4$$

$$8.52 \text{ cm}^2 \geq 3.55 \text{ cm}^2$$

	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3
$A_s^+ \text{ nudo} \geq A_s^- \text{ nudo}/3$	$8.52 \geq 2.84$	$8.52 \geq 4.73$	$8.52 \geq 2.84$
$A_s \text{ corrido} \geq A_s^+ \text{ nudo}/4$	$8.52 \geq 2.13$	$8.52 \geq 2.13$	$8.52 \geq 2.13$
$A_s \text{ corrido} \geq A_s^- \text{ nudo}/4$	$8.52 \geq 2.13$	$8.52 \geq 3.55$	$8.52 \geq 2.13$

Tabla 39. Verificación de requisitos de acero para la viga.

Diseño por corte

Se comenzará hallando las cortantes máximas de las combinaciones de cargas de diseño consideran un factor de amplificación de 2.5 para las cargas sísmicas (ver figura 22).

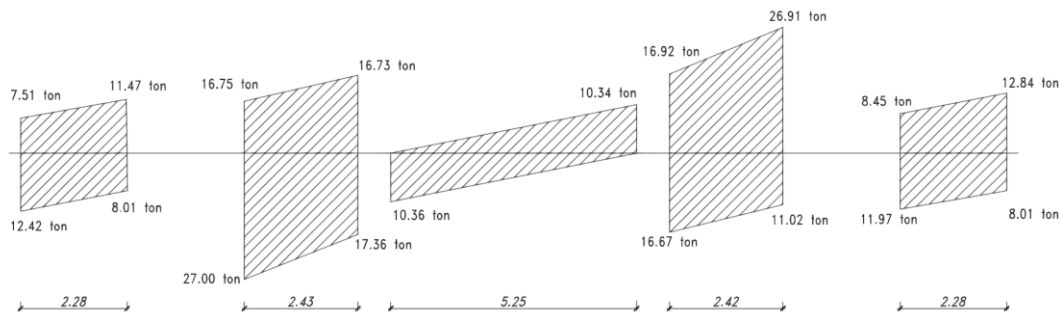


Figura 22. Fuerza cortante para el sismo amplificado por 2.5.

Luego se procederá a analizar la cortante por capacidad, considerando un metrado de cargas de $CM = 2.25 \text{ ton/m}$ y $CV = 0.66 \text{ ton/m}$.

Peso propio de la viga:	$2400 \times 0.25 \times 0.60 = 0.36 \text{ ton/m}$
Peso de aligerado:	$300(2.5 + 0.9 - 0.25) = 0.95 \text{ ton/m}$
Peso de piso terminado:	$100(2.5 + 0.9 + 0.25) = 0.35 \text{ ton/m}$
<u>Peso de tabiquería:</u>	<u>$1800 \times 2.50 \times 0.15 = 0.58 \text{ ton/m}$</u>
CM:	2.25 ton/m

Sobrecarga: $250(2.5 + 0.9 + 0.25) = 0.66 \text{ ton/m}$

CV: 0.66 ton/m

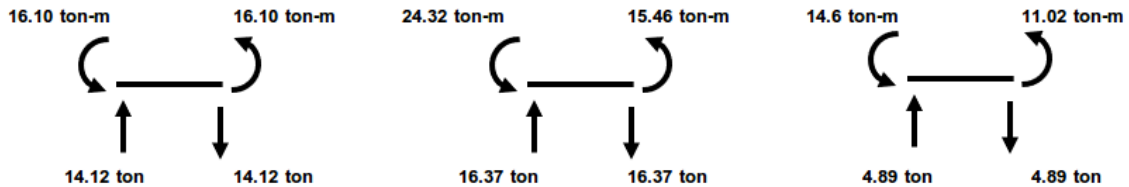
$$W_u = 1.25 (2.25 + 0.66) = 3.74 \text{ ton/m}$$

Se procederá a calcular las cortantes isostáticas que luego se sumará a las cortantes por la capacidad de los apoyos en los sentidos antihorario y horario. La superposición anterior da como resultado la envolvente de diseño por capacidad.

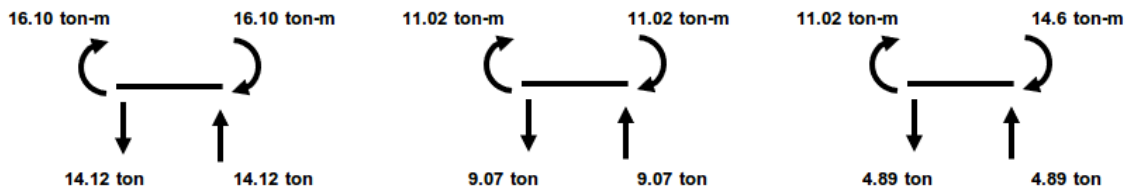
$$V_{isostático} = \frac{W_u L_n}{2}$$

$$V_u = \begin{cases} V_{isostático} + \frac{(M_n^- \text{ izq} + M_n^+ \text{ der})}{L_n} \\ V_{isostático} + \frac{(M_n^+ \text{ izq} + M_n^- \text{ der})}{L_n} \end{cases}$$

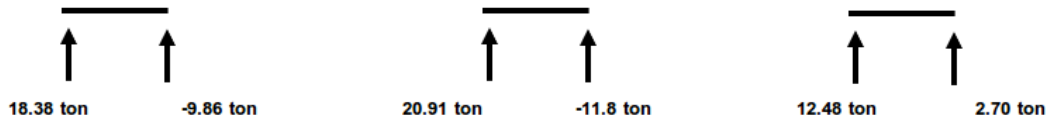
Mn horario



Mn antihorario



Vu horario



Vu antihorario

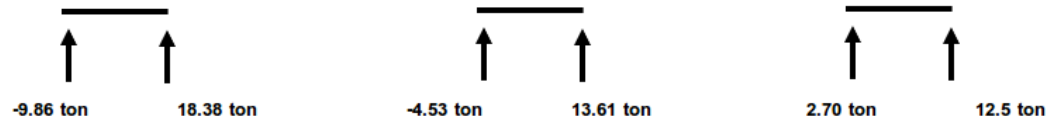


Figura 23. Fuerzas cortantes relacionadas a la capacidad de refuerzo.

		TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
Ln	m	2.28	2.28	2.43	2.43	5.25	5.25
(Mn⁻ izq + Mn⁺ der)/Ln	ton	14.12	-	16.63	-	5.85	-
(Mn⁺ izq + Mn⁻ der)/Ln	ton	-	14.12	-	13.25	-	6.13
V isostático	ton	4.14		4.41		9.54	
Vu	ton	18.26	18.26	21.05	17.67	15.39	15.67

Tabla 40. Cortante por capacidad para la viga diseñada.

Luego de calcular las cortantes de capacidad y por combinaciones la norma indica que se debe diseñar para el valor mínimo de estas dos opciones de cada tramo.

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
V CAPACIDAD ton	18.26	18.26	21.05	17.67	15.39	15.67
V 2.5 SISMO ton	12.42	11.47	27.00	17.36	10.36	10.34

Tabla 41. Comparación de cortantes por capacidad y envolvente con el sismo amplificado por 2.5.

La norma E.060 indica que se diseñara con las cortantes resultantes del caso que tenga los menores valores entre la envolvente de fuerza cortante con el sismo amplificado por 2.5 y la cortantes del diseño por capacidad.

Se realiza esto para no considerar un caso extremo e improbable y se considera que utilizaremos estribos de 3/8" a lo largo de la sección.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (210)^{0.5} \times 25 \times 54 = 8.81 \text{ ton} \rightarrow \phi V_c > V_u$$

$$V_s = 21.05/0.85 - 8.81 = 15.95 \text{ ton}$$

$$s = (2 \times 0.71) \times 4200 \times 54 / 15950 = 20.20 \text{ cm}$$

Al ser una sección sometida a fuerzas sísmicas es necesario seguir las indicaciones de la norma de E.060 para el espaciamiento de estribos donde indica lo siguiente.

- Zona de confinamiento mínima = $2 \times 60 = 1.20 \text{ m}$.
- El primer estribo tiene un espaciamiento máximo de 10 cm desde el apoyo.

Para la zona de confinamiento, se hallará el espaciamiento mínimo de los estribos.

- $d/4 = 54/4 = 13.5 \text{ cm}$
- $10d_b$ (Barra longitudinal) = $10 \times 3/4 \times 2.54 = 19.05 \text{ cm}$
- $24d_b$ (Estribo) = $24 \times 3/8 \times 2.54 = 22.9 \text{ cm}$
- 30 cm

Por lo tanto, se considera un espaciamiento de 12.5cm. Por otro lado, se hallará el espaciamiento máximo de los estribos.

$$d/2 = 54/2 = 27 \text{ cm}$$

Luego de considerar todas las consideraciones anteriores se obtiene la siguiente distribución de estribos.

Estribos 3/8": 1@0.05, 10@0.125, resto @0.20

Control de deflexiones

Primero se comprobará si los tramos están dentro de los límites para obviar el cálculo de las deflexiones cumpliendo con lo especificado en la norma.

	LONGITUD m	ln/18.5 m	ln/21 m
TRAMO 1	2.28	0.12	
TRAMO 2	2.87		0.13
TRAMO 3	5.25		0.25
TRAMO 4	2.87		0.13
TRAMO 5	2.28	0.12	

Tabla 42. Verificación de control de deflexión.

De los resultados obtenidos se puede observar que todos los tramos cumplen con el peralte mínimo para no verificar deflexiones.

Control de la fisuración

Momento negativo

$$f_s = 10882 / (0.9 \times 54 \times 6) = 37.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = 2 \times 6 \times 25 / 3 = 100 \text{ cm}^2$$

$$Z = 37.32 \times (3 \times 100)^{1/3} = 11638.72 \text{ kg/cm} \rightarrow Z < 26000 \text{ kg/cm}$$

Momento positivo

$$f_s = 4405 / (0.9 \times 22 \times 1.42) = 2489.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ct} = 2 \times 3 \times 10 / 2 = 30 \text{ cm}^2$$

$$Z = 2489.69 \times (3 \times 30)^{1/3} = 11157.29 \text{ kg/cm} \rightarrow Z < 26000 \text{ kg/cm}$$

Como se pudo observar no presentara fisuración debido a que cumple con el límite propuesto en la norma E.060; el diseño final se muestra en la Figura 24.

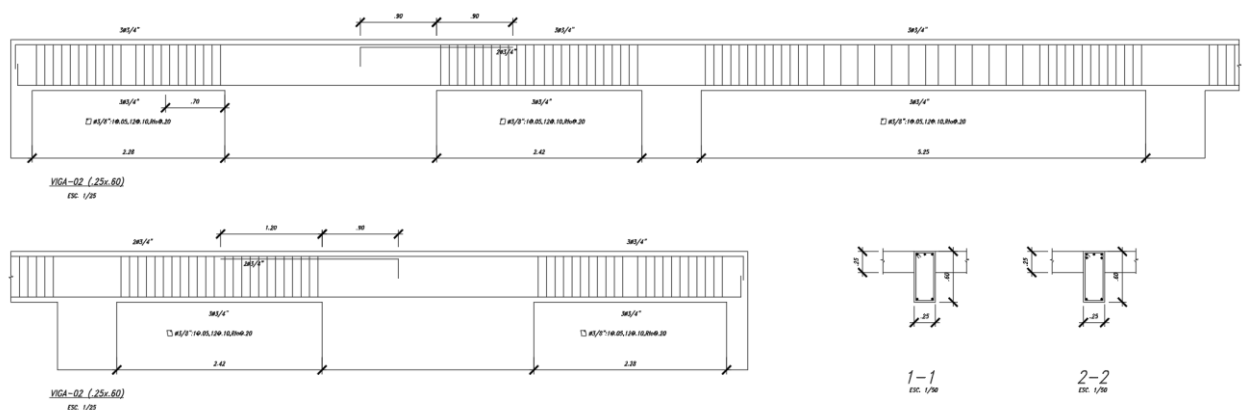


Figura 24. Diseño final de la viga.

8.9 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA CHATA

Se diseñará la viga chata más larga (L=5m) que soportará un tabique de un espesor de 15 cm.

Diseño por flexión

Para los extremos se hallarán los momentos con la siguiente fórmula:

$$WL^2/12 = (1.13) \times (5)^2/12 = 2.36 \text{ ton m}$$

		Mu	a	c	As	As colocado		M sumin
		Kg m	cm	cm	cm2	cm2	Ø	kg m
TRAMO 1	M -	1176	1.73	2.04	1.47	2.58	2Ø3/8"	8106
	M +	3526	5.74	6.75	4.88	5.16	4Ø3/8"	8106

Tabla 43. Refuerzo longitudinal requerido y colocado para viga chata.

Diseño por corte

Se verificará si el valor de la cortante ultima es mayor a la resistencia al corte del concreto. En caso de que sea soportada por el concreto solo se colocaran los estribos mínimos.

$$Vu = WL/2 = (1.13) \times (5)/2 = 2.83 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times (210)^{0.5} \times 20 \times 20 = 2.87 \text{ ton} \rightarrow \phi Vc > Vu$$

Estribos 3/8": 1@0.05, 3@0.20

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos verticales que están encargados de recibir las cargas que vienen de las vigas, por lo cual se obtendrán momentos importantes de las vigas. Están sometidas a demandas de fuerza y momento por lo que se diseñará como un elemento sometido a flexocompresión y se deberá considerar los efectos de la esbeltez en el elemento.

Las columnas son elementos que están soportarán una demanda grande de carga axial debido a que transmitirán las cargas de los diafragmas hacia las cimentaciones, además están sometidos a momentos flectores debido a su interacción con los elementos que se encuentran cargados en su área tributaria y al estar sometida a sismo se obtendrán amplificaciones de los momentos en las dos direcciones obteniéndose una flexión biaxial que se deberá analizar.

Los efectos que ocasiona la esbeltez son reducción de resistencia debido a tener una diferencia entre su longitud y sus dimensiones transversales. Con relación a lo anterior, se deben analizar las columnas por efectos de momento de primer orden y segundo orden que se diferencian en que los momentos de primer orden no consideran los efectos de la deformación que se presentarán en la columna y los de segundo orden si lo consideran.

Por último, se deberá diseñar los elementos para que fallen por flexión y no por corte para poder cumplir con los principios básicos del diseño sismorresistente.

9.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis de las columnas se realizó un modelo que considere las uniones de las columnas, la rigidez de las vigas y placas adyacentes que se encuentren debido a que afectarán a las solicitaciones que se presentarán en la columna.

Además, si se encuentra cerca de placas es posible que no reciba muchas solicitaciones debido a que las placas absorberán la mayoría de las fuerzas de sismo y en este caso hay que tener especial cuidado debido a que en programas para modelar la estructura se asume que las placas cercanas se deforman mucho menos que las columnas.

Sin embargo, esto es incorrecto debido a que en el momento de la construcción todos los elementos de un techo de concreto se vacían a la vez y obtendrán una deformación muy parecida.

Al ser un elemento con una diferencia apreciable entre las dos dimensiones de su sección transversal es importante tomar en cuenta los momentos que afectarán en las dos direcciones y un especial énfasis en la sección con menor dimensión transversal. Con relación a lo anterior también es necesario tomar en cuenta la esbeltez al momento de analizar los momentos actuantes.

Finalmente, se deberá colocar refuerzos de acero que satisfagan con la envolvente que se genera al considerar todas las combinaciones de cargas que exige la norma E.060 tomando que tendrá requisitos adicionales para cumplir con un diseño sismorresistente.

9.2 REQUISITOS DE REFUERZO

Se tiene como requisito una cuantía mínima de 1% y máxima de 6% además se requiere detallar la unión viga-columna cuando la cuantía colocada en el elemento sea mayor a 4%.

En relación con su refuerzo de cortante se deberá tener una zona de confinamiento mínima "Lo" medida desde la cara del nudo. Se definirá la longitud de confinamiento "Lo" al cumplir los siguientes requisitos:

- La longitud "Lo" es mayor a 1/6 de la luz libre del elemento.
- La longitud "Lo" es mayor a la mayor dimensión de la sección transversal.
- La longitud "Lo" es mayor a una longitud de 500 mm.

Para determinar el espaciamiento máximo de los estribos en la zona de confinamiento se deben cumplir los siguientes requisitos:

- El espaciamiento debe ser menor a 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- El espaciamiento debe ser menor a la mitad de la menor dimensión de la sección transversal.
- El espaciamiento debe ser menor a una longitud de 100 mm.

9.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

Se diseñarán mediante diagramas de interacción por un proceso iterativo donde se definirá los refuerzos que llevará la sección y luego se verificará si el diagrama de interacción es el adecuado considerando las distintas combinaciones de carga de diseño se encuentran dentro de este diagrama que se representaran como puntos. Para construir el diagrama de interacción se deberá realizar el equilibrio de la sección variando el eje neutro donde se puede tener puntos notables como el punto de compresión pura, fisuración incipiente, falla balanceada, inicio en el cambio del coeficiente de reducción, flexión pura y tracción pura (ver figura 25).

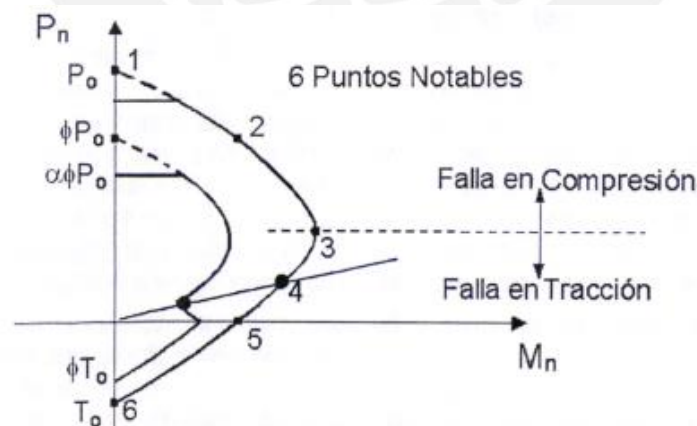


Figura 25. Puntos notables del diagrama de interacción (Ottazzi Pasino,2016).

Es posible formar un diagrama de interacción con los 6 puntos notables descritos asumiendo un valor de factor de reducción 0.7 para puntos anteriores al punto 4 (inicio en el cambio del coeficiente de reducción) y 0.9 para los siguientes puntos dando como origen un diagrama inferior al diagrama nominal. El diagrama

resultante es válido, pero fomentará la incertidumbre cuando los puntos, que representan una de las combinaciones de cargas de diseño, se encuentren cerca al límite del diagrama.

El proceso para hallar el diagrama de interacción viene también añadido en programa como ETABS; sin embargo, es recomendable verificar algunos puntos para dar como válido el diagrama además este afectará al diseño por capacidad al momento de diseñar la columna por efectos de corte.

Las columnas no solamente están sometidas a una flexión en una dirección que es analizada con el diagrama de interacción, sino que se ven afectadas por fuerzas horizontales, debido a sismo, que amplificaran los momentos en sus dos direcciones. La norma E.060 indica un método aproximado para poder resolver el problema de flexión biaxial usando ecuaciones planteadas por Bresler.

$$\frac{P_u}{\phi P_{no}} \geq 0.1: \quad \frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_{no}} < 0.1: \quad \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \geq 1.0$$

Donde:

P_u : Carga axial última de diseño.

M_{ux} : Momento último de diseño respecto al eje X.

M_{uy} : Momento último de diseño respecto al eje Y.

ϕP_{nx} : Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en X.

ϕP_{ny} : Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en Y.

ϕP_{no} : Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de carga axial.

ϕP_{nx} : Resistencia de diseño respecto al eje X.

ϕP_{ny} : Resistencia de diseño respecto al eje Y.

9.4 EFECTOS DE LA ESBELTEZ

La norma E.060 en el artículo 10.3.7 indica que elementos sometidos a una carga axial en compresión, en este caso columnas, deben diseñarse para el momento máximo que puede acompañar a la carga axial. El momento amplificado (M_u) debe incrementarse por los efectos de esbeltez.

Los efectos de esbeltez se obtienen de un análisis de segundo orden que considera la no linealidad del material y el agrietamiento, así como los efectos de la curvatura del elemento y del desplazamiento lateral, la duración de las cargas, la retracción, el flujo plástico y la interacción con la cimentación.

Es necesario considerar que la excentricidad que se asume para el diseño puede modificarse debido a la curvatura que está relacionada con la esbeltez del elemento. El análisis de "efectos de segundo orden" toma en consideración lo anterior, por lo que será necesario realizarlo.

La Norma E.060 indica que se debe determinar primero si el piso donde se encuentra ubicada la columna en estudio tiene desplazamiento lateral considerable o no.

Una estructura se considera sin desplazamiento lateral considerable si al hacer un análisis de segundo orden resulta que el incremento de los momentos en los extremos de las columnas no excede de 5% además se permite hacer uso del índice de estabilidad (Q).

Los análisis de segundo orden tienen que considerar la no linealidad del material y agrietamiento, así como también los efectos de curvatura del elemento y del desplazamiento lateral, la duración de las cargas, la retracción, el flujo plástico y la interacción con la cimentación.

Se permite no considerar arriostrada (sin desplazamiento lateral) cuando el incremento de los momentos en los extremos de la columna debido al efecto de segundo orden no exceda un 5% de los mismos momentos calculados con un análisis de primer orden.

Por otro lado, ningún elemento en compresión debe tener una esbeltez mayor a 100.

- a) Primero determinar si el elemento esta arriostrado con el índice de estabilidad del entrepiso. $Q \leq 0.6$
- b) EL elemento en compresión debe tener una esbeltez de $klu/r \leq 100$

Además, se tiene que asumir el factor de longitud efectiva debe tomarse como 1 ($k=1$).

$M1/M2 \leq 0$ (Negativo) → Flexión en curvatura doble.

$M1/M2 \geq 0$ (Positivo) → Flexión en curva simple.

Se diseñarán los elementos para una fuerza axial P_u y un momento amplificado por los efectos de curvatura (efectos de segundo orden) M_u .

9.4.1 ESTRUCTURAS SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL (ARRIOSTRADA)

Para elementos a compresión en estructuras sin desplazamiento lateral se permite no considerar los efectos de la esbeltez siempre que se cumple las siguientes relaciones:

$$\frac{klu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right), \quad 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \leq 40$$

Donde:

k : Factor de longitud efectiva.

lu : Longitud sin arriostrar en la columna.

r : Radio de giro.

$M1, M2$: Mayor momento de diseño en uno de los extremos.

Para determinar el valor de longitud efectiva (k) debe tomarse igual a 1, a menos que se demuestre por análisis que se justifica utilizar un valor más bajo.

La longitud no arriostrada de un elemento en compresión (lu) debe tomarse como la distancia libre entre elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está analizando.

Se puede tomar el radio de giro (r) igual a 0.3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el

caso de elementos rectangulares o 0.25 veces el diámetro para elementos circulares.

Cuando no cumple la expresión, los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial amplificada (P_u) y el momento amplificado (M_u)

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

Donde:

δ_{ns} : Factor de amplificación de momento para pórticos no arriostrados.

M_c : Momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento.

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4 \quad P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

$$EI = \frac{(0.2EcI_g + EsI_{se})}{1 + \beta d} \quad EI = \frac{0.4EcI_g}{1 + \beta d}$$

Donde:

C_m : Factor que relaciona la forma del diagrama de momentos y el tipo de curvatura. Para elementos con curvatura simple debe tomarse como 1.

$\frac{M_1}{M_2}$: Debe ser positivo si la columna se flexiona en curvatura simple.

P_c : Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler).

EI : Producto del módulo de elasticidad y la inercia de la sección considerando fisuramiento.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

I_g : Inercia de la sección bruta de concreto.

E_s : Módulo de elasticidad del acero.

I_{se} : Inercia del acero de refuerzo.

βd : Para estructuras sin desplazamiento lateral es la relación entre el momento último.

El momento amplificado M_2 no debe ser menor que la siguiente expresión:

$$M_2 \min = P_u (15 + 0.03h)$$

Donde 15 y h están en mm.

En caso de que el valor de $M_2 \min$ supere el valor de M_2 se debe tomar, el valor de C_m como 1 o como la relación de momentos (M_1/M_2).

9.4.2 ESTRUCTURAS CON DESPLAZAMIENTO LATERAL

Para elementos a compresión en estructuras con desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de la esbeltez cuando se cumple la siguiente expresión:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

Cuando la expresión anterior es menor a 22 se puede despreciar los efectos de la esbeltez y se omitirán cálculos posteriores.

El valor de longitud efectiva (K) debe determinarse usando los valores de E_c e I y deben ser menores que 1.

Para hallar los momentos amplificados M_1 y M_2 se utilizará la siguiente expresión:

$$M_1 = \delta_{ns}M_1 + \delta_s M_{1s} \quad M_2 = \delta_{ns}M_2 + \delta_s M_{1s}$$

Donde:

$\delta_s M_{1s}$: Factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados.

$\delta_{ns} M_i$: Factor de amplificación de momento para pórticos no arriostrados.

Para hallar los momentos magnificados por desplazamiento se utilizará la siguiente expresión:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq M_s$$

Donde:

$\sum P_u$: La sumatoria de todas las cargas verticales amplificadas en el entepiso.

$\sum P_c$: La sumatoria de todas las cargas verticales para las columnas que resisten el desplazamiento lateral en un piso.

9.5 DISEÑO POR CORTE

Para verificar que una columna pueda soportar las demandas de fuerza cortante a las que se encontrara sometida se debe primero diseñar por resistencia y luego verificar el diseño por capacidad tratando de evitar la falla frágil que se obtendría por una falla por corte y tratar que el elemento falle por flexión.

Para el diseño por resistencia primero se comenzará hallando la resistente al corte del concreto que en este caso está definida por la siguiente fórmula:

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

Donde:

V_c : Fuerza cortante que toma el concreto.

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

Nu : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

A_g : Área bruta de la sección.

b_w : Ancho del alma.

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

Para la resistencia requerida para el acero y el espaciamiento necesario se calculará mediante las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \qquad V_u = \phi V_s + \phi V_c \rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Por otro lado, para que la columna cumpla con un diseño sísmico la norma indica que es necesario realizar un diseño por capacidad así se asegura un comportamiento dúctil durante un evento sísmico. El resultado, fuerza cortante por capacidad, debe ser comparado con una envolvente de fuerzas cortantes considerando las cargas sísmicas amplificadas por 2.5 y se diseñara con el menor valor de fuerza cortante para no considerar escenarios improbables.

Por otra parte, si la columna recibe cargas sísmicas es necesaria diseñar por capacidad por lo cual se seguirá las indicaciones dispuestas en el capítulo 21 de la norma E.060 para edificaciones con sistema de muros estructurales. Por lo cual, la fuerza cortante de diseño (V_u) no debe ser menor que el valor obtenido de las siguientes consideraciones:

- Las fuerzas cortantes obtenidas al considerar el desarrollo de los momentos nominales (M_n) sumando la cortante isostática generada por las cargas de gravedad.
- Las fuerzas cortantes obtenidas de la envolvente de las combinaciones de carga amplificadas por 2.5 las cargas sísmicas.

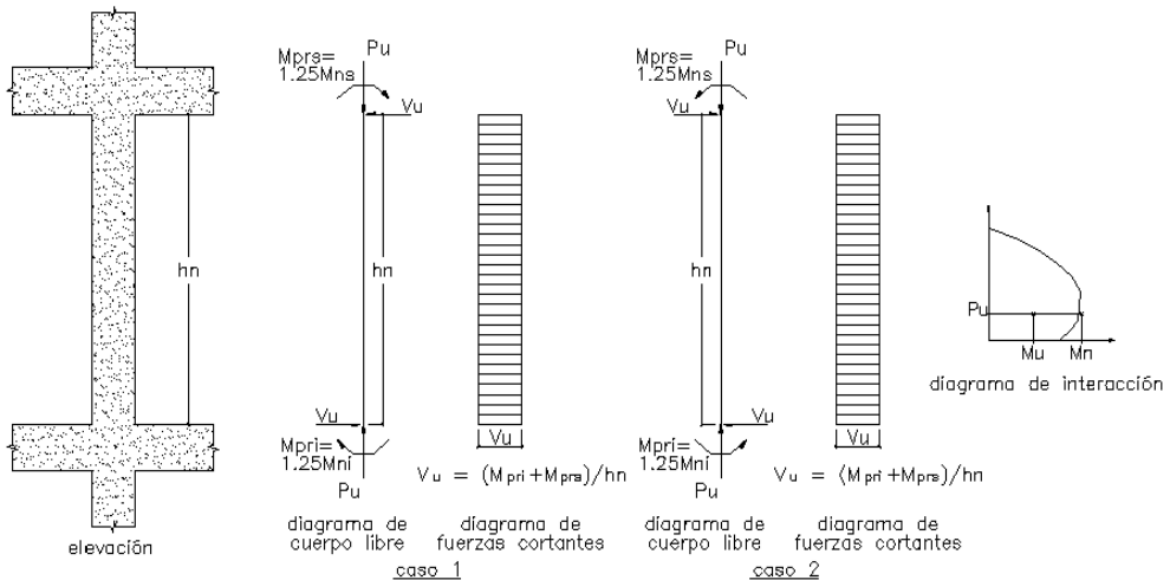


Figura 26. Resumen diseño por capacidad (Norma E.060, 2009).

Por otro lado, el espaciamiento de los estribos de confinamiento deberá cumplir con los siguientes requisitos:

La longitud de confinamiento debe ser menor que:

- a) El primer estribo debe ir a no más de 5 cm de la cara del nudo.
- b) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- c) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- d) Una distancia de 10cm.

La longitud de confinamiento no debe ser menor que el valor de:

- a) Una sexta parte de la luz libre del elemento.
- b) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- c) Una distancia de 50 cm.

El espaciamiento en la zona de confinamiento debe ser menor que:

- a) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- c) Una distancia de 10 cm.

Al exterior de la longitud de confinamiento, la separación es menor que:

- a) La requerida por fuerza cortante.
- b) La mitad del peralte efectivo del elemento.
- c) 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- d) 48 veces el diámetro del estribo.
- e) La menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- f) Una distancia de 30 cm.

El espaciamiento del refuerzo transversal en el nudo no será mayor que el menor entre:

a) $S_{max} = \frac{A_v F_y}{0.2\sqrt{f'_c}bw}$

b) $S_{max} = \frac{A_v F_y}{3.5bw}$

- c) Una distancia de 15 cm.

Los estribos deben estar espaciados a no más de 0.5d a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante (Ver Figura 27).

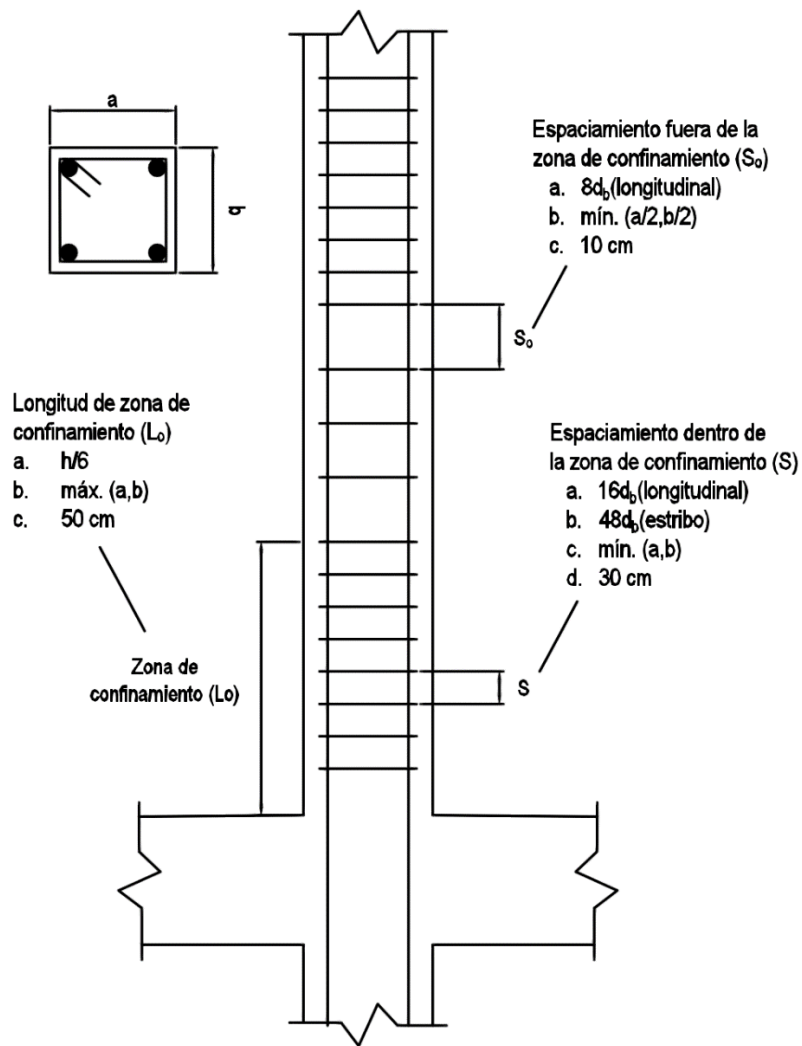


Figura 27. Resumen de espaciamiento por confinamiento (Norma E.060, 2009).

9.6 EJEMPLO DE DISEÑO

Se procederá a analizar la columna presente en los ejes 4-6/D-E que se obtuvo las cargas a las que se encuentra sometida en el capítulo de metrado de cargas. Se comenzará el diseño por flexión con los mayores valores de las combinaciones de la envolvente para estimar el acero de refuerzo necesario.

Efectos de esbeltez

Analizando dirección X-X:

- $kl/r = 1 \times 275 / (0.3 \times 70) = 13.1$
- $34 - 12(M1/M2) = 34 - 12(11.80/18.46) = 26.33 \leq 40$

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)$$

$$13.1 \leq 26.33 \text{ (Cumple)}$$

Analizando dirección Y-Y:

- $Kl/r = 1 \times 275 / (0.3 \times 25) = 30.56$
- $34 - 12(M1/M2) = 34 - 12(4.75/20.71) = 31.25 \leq 40$

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)$$

$$30.56 \leq 31.25 \text{ (Cumple)}$$

De los resultados anteriores se concluye que los efectos de esbeltez para las dos direcciones pueden obviarse.

Diseño por flexocompresión

Se propondrá una distribución del refuerzo de acero para la sección de 25x70 cm que tendrá que tener dentro de su diagrama de interacciones las solicitaciones que se originan por las combinaciones de diseño.

COMBINACIÓN	Pu ton	Mu _{x-x} ton m	Mu _{y-y} ton m
1.4CM+1.7CV	181.66	-2.38	0.47
1.25(CM+CV)+SX	167.21	0.02	0.93
1.25(CM+CV)-SX	144.54	-4.08	-0.14
1.25(CM+CV)+SY	191.52	4.78	0.48
1.25(CM+CV)-SY	120.23	-8.84	0.32
0.9CM+SX	102.32	0.89	0.75
0.9CM-SX	79.65	-3.20	-0.31
0.9CM+SY	126.63	5.65	0.30
0.9CM-SY	55.34	-7.96	0.14

Tabla 44. Combinaciones de carga para el diseño de la columna.

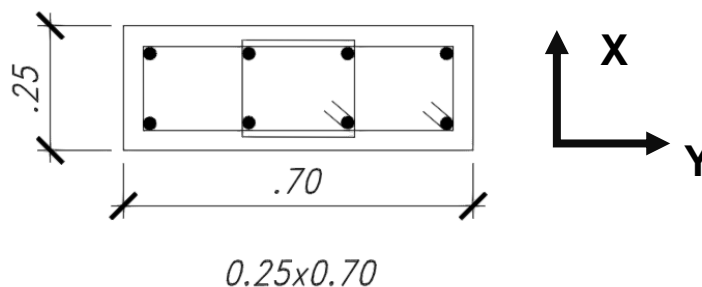


Figura 28. Sección de la columna propuesta (8 barras de 5/8”).

Las combinaciones de cargas anteriores se grafican como puntos en el diagrama de interacción y se confirmara que el diseño cumple si no pasan el diagrama de interacción considerando los factores de reducción (ver figura 29 y 30).

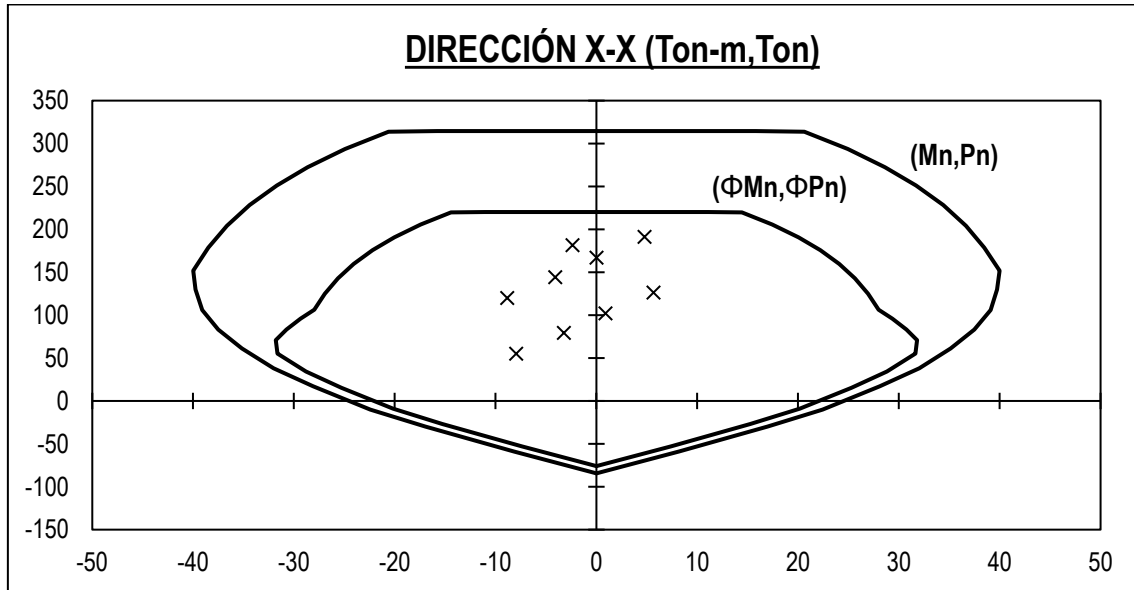


Figura 29. Diagrama de interacción en dirección X-X.

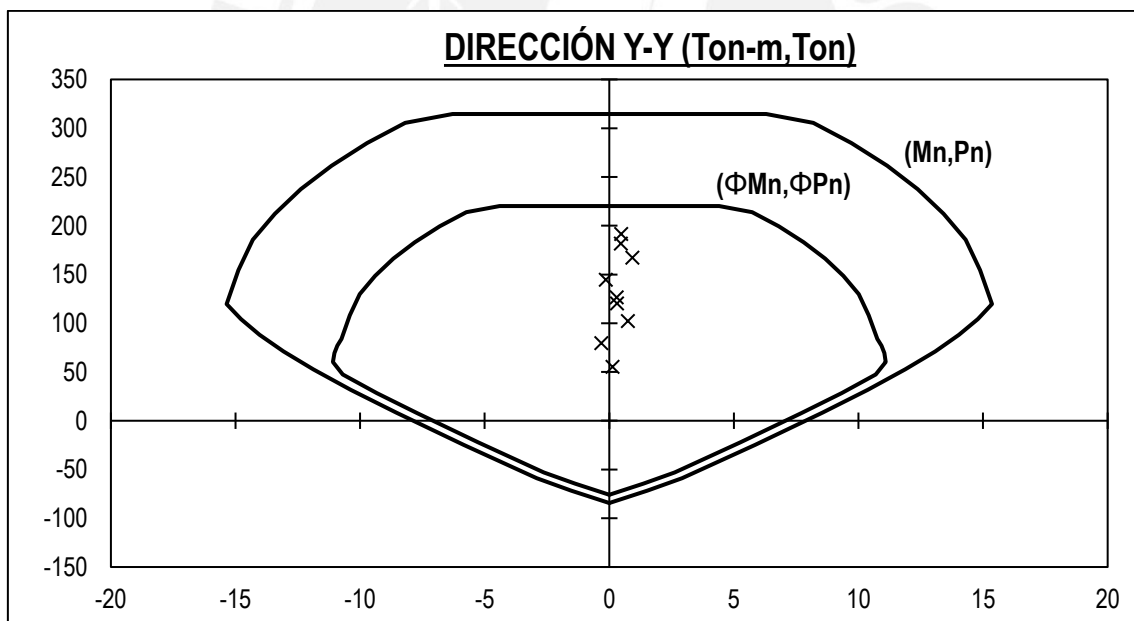


Figura 30. Diagrama de interacción en dirección Y-Y.

Diseño por flexión biaxial

Se analizará la combinación más crítica o que tenga la combinación con mayor momento de flexión.

$$\phi P_{no} = 0.85 \times (0.85 \times 210 \times 30 \times 70) = 318.62 \text{ ton} \quad P_u = 191.52 \text{ ton}$$

$$P_u / \phi P_{no} = 0.52 > 0.1 \text{ Se puede usar la fórmula de Bresler}$$

$$M_{u_{x-x}} = 8.84 \text{ ton m} \rightarrow \phi P_{nx} = 318.02 \text{ ton}$$

$$M_{u_{y-y}} = 0.93 \text{ ton m} \rightarrow \phi P_{ny} = 318.02 \text{ ton}$$

$$P_{u_{\max}} = (318.02^{-1} + 318.02^{-1} - 318.02^{-1})^{-1} = 318.02 \text{ ton} \rightarrow P_{u_{\max}} > P_u$$

De los resultados anteriores se concluye que los efectos de flexión biaxial para las dos direcciones pueden obviarse.

Diseño por corte

La columna para cumplir con el diseño sismorresistente se considera una cortante por capacidad. De las combinaciones de cargas se elige la combinación que da el mayor momento que es de 39 ton m para la combinación de "1.25(CM+CV)-SY".

$$V_u = (39+39) / 2.70 = 28.88 \text{ ton}$$

La mayor cortante del sismo amplificado por 2.5 sera 9.44 ton de para la combinación de "1.25(CM+CV)-SY".

Calculando el aporte del concreto:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \left(\frac{1+125.9}{140 \times 25 \times 70} \right) \times 25 \times 64 = 12.3 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 12.3 = 10.46 \text{ ton} \rightarrow V_u > \phi V_c$$

Será necesario refuerzos para controlar la fuerza cortante generada en la columna, se colocarán estribos dobles para confinar y controlar la cortante:

$$A_v = 4A_b = 4 \times 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$V_s = 28.88 / 0.85 - 12.3 = 21.67 \text{ ton}$$

$$S = 2.84 \times 4200 \times 64 / 21.67 = 35 \text{ cm}$$

Para la zona de confinamiento se requiere cumplir con los siguiente:

La zona de confinamiento debe ser como mínimo el mayor valor entre:

- $L_n / 6 = 275 / 6 = 45.83 \text{ cm}$
- La mayor dimensión = 70 cm
- Una distancia de 50 cm

El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento no será mayor que:

- $8d_b$ (longitudinal) = $8 \times 5 / 8 \times 2.54 = 12.70 \text{ cm}$
- La mitad de la menor dimensión = $25 / 2 = 12.5 \text{ cm}$
- Una distancia de 10 cm

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no será mayor que:

- a) El requerido por $V_u = 36$ cm
- b) Una distancia $d/2 = 32$ cm
- c) $16d_b$ (Barra longitudinal) = $16 \times 5/8 \times 2.54 = 25.40$ cm
- d) $48d_b$ (Estribo) = $48 \times 3/8 \times 2.54 = 45.72$ cm
- e) La menor dimensión = 25 cm
- f) Una distancia de 30 cm

En el nudo, el espaciamiento no será mayor que:

- a) $S_{max} = \frac{A_v F_y}{0.2 \sqrt{f'_c} b_w} = 2.84 \times 4200 / 0.2 \times 210 \times 70 = 59$ cm
- b) $S_{max} = (A_v F_y) / 3.5 b_w = 2.84 \times 4200 / 3.5 \times 70 = 49$ cm
- c) Una distancia de 15 cm.

La zona de confinamiento será de 70 cm con un espaciamiento máximo de 10 cm y fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo es de 25 cm.

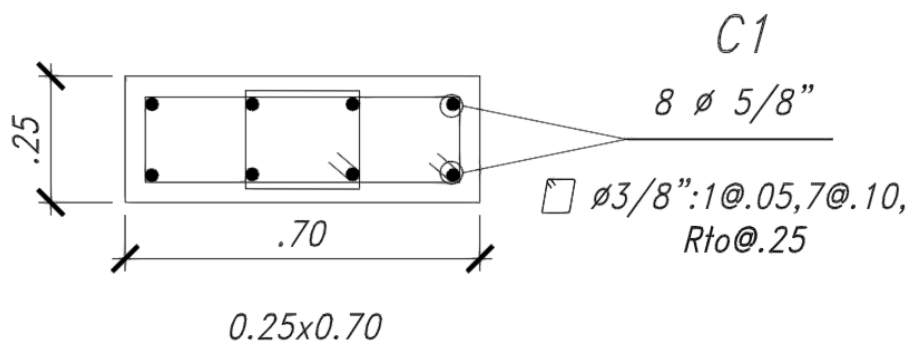


Figura 31. Diseño final de la columna.

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE MUROS

10.1 MUROS

Los muros son sometidos a cargas verticales y horizontales en su plano y son denominados placas o muros de corte; debido a la carga lateral producida por viento o sismo se transfiere como cortante horizontal a estos elementos y se repartirán en todo el elemento. Si bien reciben cargas importantes de cortante se debe controlar la demanda de flexión para evitar su falla que puede ocurrir por ser elementos altos y esbeltos.

Las placas son elementos similares a las columnas en la función de controlar los desplazamientos evitando problemas de torsión y derivas muy altas por tener una mayor rigidez. Los estados de carga que generen problemas son los que tienen desplazamientos mayores, mayor cortante y momento flector. Estos casos son fáciles de identificar porque son los que tienen presente cargas de sismo.

10.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Al ser un elemento con una diferencia apreciable entre las dos dimensiones de su sección transversal es importante tomar en cuenta los momentos presentes en sus dos direcciones y con especial énfasis en la sección con menor dimensión transversal.

Con relación a lo anterior también es necesario tomar en cuenta la esbeltez al momento de analizar los momentos actuantes además se tendrá en cuenta elementos de confinamiento en sus extremos también llamados elementos de borde.

Las placas como los elementos estructurales anteriormente analizados también tendrán que analizarse para las combinaciones de cargas presentes en la Norma E.060 para poder formar la envolvente con la cual finalmente se realizará el análisis de acero que se debe colocar.

10.3 REQUISITOS DE REFUERZO

La norma considera las cuantías mínimas de refuerzo para barras corrugadas.

$$0.01 \leq \rho_{\text{núcleo}} \leq 0.06$$

Para la cuantía de refuerzo vertical:

- Cuando $Vu < 0.27\sqrt{f'c}Acw$, $\rho_V = 0.0015$
- Cuando $Vu > 0.27\sqrt{f'c}Acw$,
 $\rho_V = 0.0025 + 0.5(2.55 - h_m/l_m)(\rho_H - 0.0025)$

Para la cuantía de refuerzo horizontal:

- Cuando $Vu < 0.27\sqrt{f'c}Acw$, $\rho_H = 0.0020$
- Cuando $Vu > 0.27\sqrt{f'c}Acw$, $\rho_H = 0.0025$

En general se debe cumplir lo siguiente:

$$\rho_{\text{Vertical}} \geq \rho_{\text{Horizontal}}$$

10.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

10.4.1 MUROS ESBELTOS

Se califican como muros esbeltos cuando la altura es mayor de la longitud ($H > L$) además se caracterizan por seguir los lineamientos generales para la flexocompresión, distribuyendo los esfuerzos a lo largo del muro concentrándose el mayor refuerzo en los extremos.

Finalmente, para verificar el diseño se debe construir un diagrama de interacción para la sección.

10.4.2 MUROS BAJOS

Se calificarán como muros poco esbeltos cuando la altura sea mejor a la longitud ($H < L$) además se caracterizan por no cumplir los lineamientos generales para la flexocompresión, será necesario otro método racional para el cálculo. El diseño a flexión será similar al de una viga pared, siguiendo las expresiones:

$$Mu = \phi Asfyz$$
$$z = 0.4L \left(1 + \frac{H}{L}\right) \quad 0.5 < \frac{H}{L} < 1 \quad z = 1.2H \quad \frac{H}{L} \leq 0.5$$

ELEMENTOS DE BORDE

Los elementos de borde tienen que ser confinados cuando no se cumpla la siguiente expresión:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{Hm}\right)}; \quad \frac{\delta u}{Hm} \geq 0.005$$

Donde:

c = Profundidad del eje neutro. lm = Longitud de placa.

δu = Desplazamiento máximo. Hm = Altura de placa.

En caso de un muro con alas, el cálculo de la profundidad del eje neutro debe incluir el ancho de ala efectivo definido previamente. Los elementos de borde deben extenderse desde la fibra externa en compresión hasta una distancia mínima de $(c - 0.1lm)$ y $c/2$.

Las secciones con alas deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben de extender por lo menos 30 cm dentro de alma. Los refuerzos transversales de los elementos de borde deben cumplir con los requisitos especificados para columnas.

Los estribos de refuerzo longitudinales tienen las siguientes restricciones:

- Un diámetro mínimo de 8mm para barras longitudinales de diámetro de 5/8".
- Un diámetro mínimo de 3/8" para barras longitudinales de diámetro de 1".
- Un diámetro mínimo de 1/2" para barras longitudinales de diámetro mayor a 1"

Se dará un espaciamiento máximo igual al menor valor de las siguientes disposiciones:

- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
- Una distancia de 25 cm.

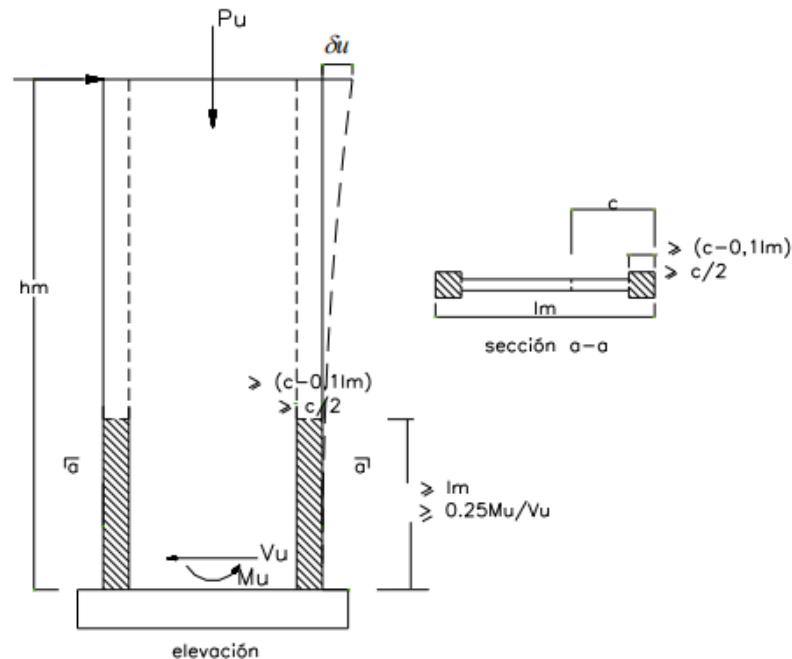


Figura 32. Disposiciones para elementos de borde (Norma E.060, 2009).

10.5 DISEÑO POR CORTE

Análogo al caso del diseño de la columna se tratará de evitar la falla frágil que se obtendría por una falla por corte y tratar que el elemento falle por flexión. Por lo cual, primero se verificará por resistencia la cortante y luego se procederá con el diseño por capacidad.

Se seguirán las expresiones para el diseño convencional estableciendo un valor límite al valor de la fuerza cortante nominal.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s \leq 2.6\sqrt{f'_c}td$$

El aporte del concreto a la resistencia de fuerza cortante para este caso cambia con respecto a casos vistos anteriormente y está relacionada con el valor de carga axial que alcanza.

La resistencia al corte del concreto será calculada:

$$V_c = \alpha_c \sqrt{f'_c}td$$

Donde:

- V_c: Valor de la resistencia del corte del concreto.
t: Espesor del elemento.

d: Peralte efectivo del elemento.

El valor de α_c estará definido por uno de los siguientes valores:

- a. Cuando $H/L \leq 1.5$: $\alpha_c = 0.80$
- b. Cuando $1.5 \leq H/L \leq 2.0$: $\alpha_c = 1.61 - 0.54(h_m/l_m)$
- c. Cuando $2.0 \leq H/L$: $\alpha_c = 0.53$

Por otro lado, existen límites para aceptar el aporte del concreto a la resistencia al corte del concreto:

- a. Si $Pu/Ag \geq 0.1f'_c$: $Vc = \alpha_c \sqrt{f'_c} t d$
- b. Si $Pu/Ag < 0.1f'_c$: $Vc = 0$

La fuerza cortante por diseño por capacidad se debe ajustar, se empleará un factor de amplificación (Mn/Mu) considerando la combinación de cargas con mayores valor y este factor de amplificación debe ser menor que el coeficiente de reducción (R).

$$Vu_{diseño} \geq Vu \left(\frac{Mn}{Mu} \right); \quad \left(\frac{Mn}{Mu} \right) \leq R$$

Donde:

Vu: Fuerza cortante último de diseño.

Mn: Momento nominal.

Mu: Momento último de diseño.

R: Factor de amplificación de la fuerza cortante

La fuerza de diseño estará presente hasta una altura de muro definida por el valor máximo de las siguientes expresiones:

- a. Una longitud equivalente a L_m (Longitud del muro)
- b. Una longitud equivalente a $M_{ua}/4V_{ua}$
- c. Una longitud equivalente a $H_{2do\ Piso}$

Las cuantías mínimas de refuerzo para evitar la fisuración y límites de espaciamiento entre estos:

Cuando $Vu < \phi Vc/2$

- a. Una cuantía horizontal mínima ($\rho_{Horizontal\ min.}$) mayor o igual a 0.002.
- b. Una cuantía vertical mínima ($\rho_{Horizontal\ min.}$) mayor o igual a 0.0015.
- c. En caso $\rho_{Vertical} > 0.01$, el refuerzo vertical debe ser confinado.
- a. El espaciamiento vertical y horizontal no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro o 40 cm.

Cuando $Vu > \phi Vc/2$

- b. $\rho_{Horizontal} = \frac{Vs}{f_y t d} \geq 0.0025$
- c. $\rho_{Vertical} = 0.0025 + 0.5(2.5 - H/L)(\rho_{Horizontal} - 0.0025) \geq 0.0025$
- d. El espaciamiento vertical y horizontal no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro o 40 cm.

10.6 EJEMPLO DE DISEÑO

Se procederá a analizar la placa presente en los ejes 8-7/B que fue sometida a sismos obteniéndose los diagramas de fuerza cortante y momento.

Peralte efectivo: $d=0.8L_m = 0.80 \times 550 = 420 \text{ cm}$

$A_{cw} = 420 \times 25 = 10500 \text{ cm}^2$

$h_m/l_m = 19.2/2.5 = 7.68$

COMBINACIÓN	Pu ton	Mu _{x-x} ton m	Mu _{y-y} ton m	Vu _{x-x} ton	Vu _{y-y} ton
1.4CM+1.7CV	153.06	0.23	0.08	-0.11	0.24
1.25(CM+CV)+SX	141.56	1.38	1274.54	115.16	0.47
1.25(CM+CV)-SX	126.65	-1.00	-1274.39	-115.36	-0.06
1.25(CM+CV)+SY	180.30	5.79	285.80	24.57	1.29
1.25(CM+CV)-SY	87.91	-5.41	-285.66	-24.76	-0.88
0.9CM+SX	95.42	1.28	1274.53	115.19	0.36
0.9CM-SX	80.51	-1.10	-1274.41	-115.33	-0.17
0.9CM+SY	134.16	5.68	285.79	24.60	1.18
0.9CM-SY	41.77	-5.51	-285.67	-24.73	-0.99

Tabla 45. Combinaciones de carga para el diseño de la placa.

Diseño por flexocompresión

Para la cuantía de refuerzo horizontal:

$$0.27\sqrt{f'_c}A_{cw} = 0.27 \times 210^{0.5} \times (420 \times 25) = 41.08 \text{ ton}$$

$$V_u > 0.27\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (42.67 > 41.08) \rightarrow \rho_H = 0.0025$$

Para la cuantía de refuerzo vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.55 - 1) \times (0.0025 - 0.0025) \rightarrow \rho_v = 0.0025$$

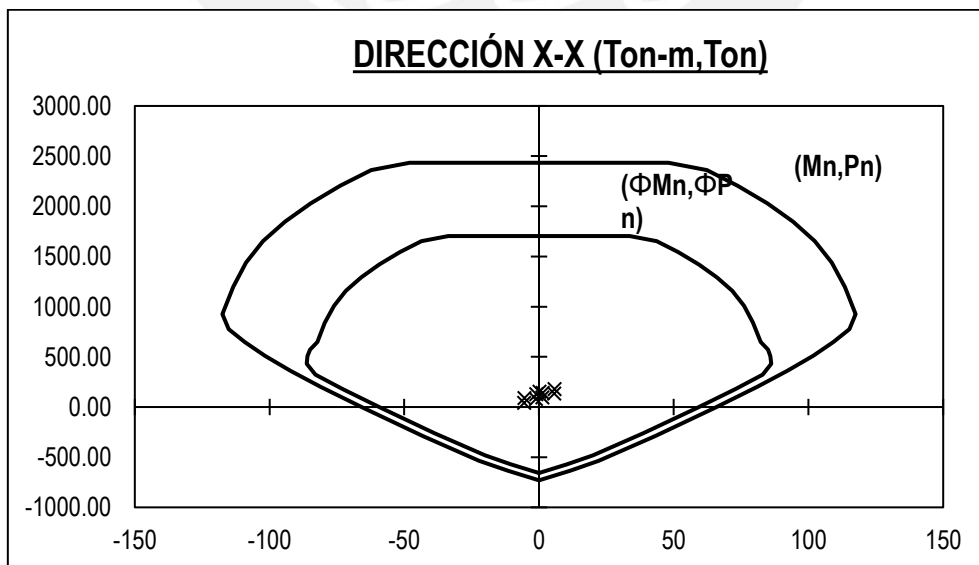


Figura 33. Diagrama de interacción en dirección X-X.

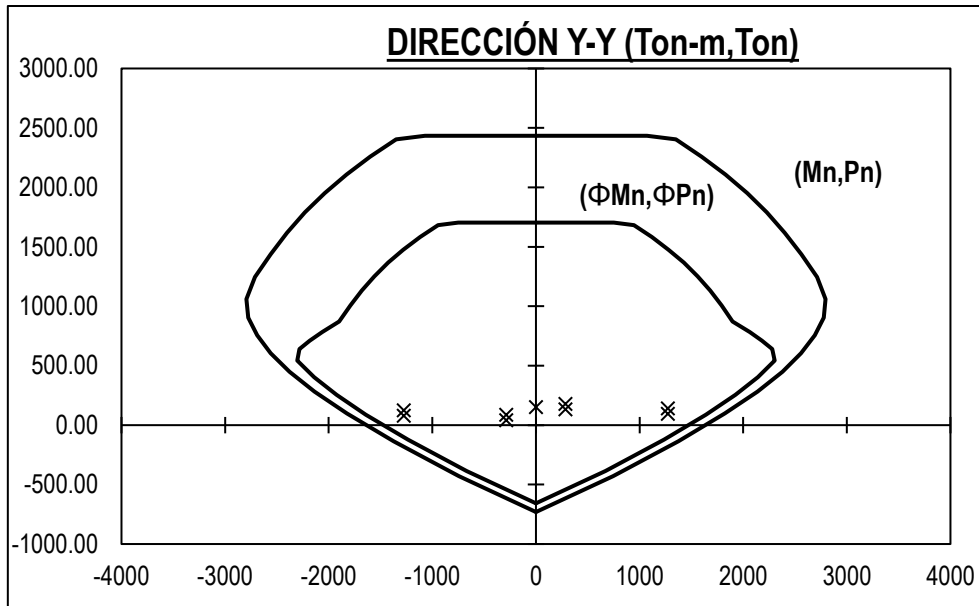


Figura 34. Diagrama de interacción en dirección Y-Y.

Diseño por corte

Se hallará el aporte del concreto, en caso de superar el límite se despreciará el aporte del concreto.

$$V_c = \alpha_c \sqrt{f'c} d$$

Como $h_m/l_m < 7 \rightarrow \alpha_c = 0.53$, $V_c = 0.53 \times 210^{0.5} \times 420 \times 25 = 80.64 \text{ ton}$

Se verificará si se desprecia el aporte del concreto.

$$P_u/Ag = 141.56/(420 \times 25) = 13.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$10\%f'c = 0.1 \times 210 = 21.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u/Ag < 10\%f'c (13.48 < 21) \rightarrow V_c = 0 \text{ ton}$$

De las combinaciones de carga se observa que la mayor cortante es para la combinación "1.25CM-SX" donde $V_{ua} = 115.36 \text{ ton}$ y $M_{ua} = 1274.39 \text{ tonm}$ por lo que del diagrama de interacción se tiene un $M_n = 62 \text{ tonm}$.

$$M_n/M_{ua} = 1707.04/1274.39 = 1.34 < R = 6$$

$$V_u = 115.36 \times 1.34 = 152.58 \text{ ton}$$

Se hallará fuerza cortante del acero.

$$V_s = V_u/\phi - V_c$$

$$V_s = 152.58 / 0.85 - 0 = 179.51 \text{ ton}$$

Con los valores hallados anteriormente se verificará si el valor supera el límite de la fuerza cortante nominal.

$$V_{n_{max}} = 2.6 \times 210^{0.5} \times 420 \times 25 = 395.61 \text{ ton}$$

$$V_n = V_c + V_s \leq V_{n_{max}} \text{ (Cumple)}$$

$$0 + 179.51 \leq 395.61 \text{ ton}$$

Se hallará la cuantía mínima para evitar la fisuración que cumple con la condición de $V_u > \phi V_c/2$ ($152.58 > 0$).

- $\rho_H \min = V_s/(f_y t d) = 0.0033$ ($\rho_H \geq 0.0025$)
- $\rho_H \min = 0.0025$
- $\rho_V \min = 0.0025 + 0.5(2.5 - 7.68)(0.0033 - 0.0025) = 0.0004$ ($\rho_V \min \geq 0.0025$)
- El espaciamiento vertical u horizontal no debe exceder 40 cm

Con una $\rho_H = 0.0033$ se calculará el espaciamiento del acero por metro de altura:

$$A_s = \rho_H t d = 0.0033 \times 25 \times 100 = 8.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se tiene un espesor de 25 cm por lo que se distribuirá en 2 caras entonces se tendrá $4.25 \text{ cm}^2/\text{m}$ para cada cara. Se usarán barras de $\phi 1/2"$ por lo cual la separación será:

$$s = 1.29 / 4.25 = 30.35 \text{ cm}$$

De lo anterior, se colocarán 2 barras de $\phi 1/2"$ separadas cada 20 cm de manera horizontal. Por otro lado, la cuantía de refuerzo vertical se tendrá que comparar con la cuantía obtenida por flexocompresión, en este caso solo se restringirá que la $\rho_V \min = 0.0025$.

Elementos de borde

Se verificará si es necesario colocar elementos de borde, aunque se confinaron, aunque no sea necesario.

$$\delta_u = 1.66 \times 4.5 = 7.47 \text{ cm}$$

$$\delta_u/h_m = 7.47/1900 = 0.0039 < 0.005$$

La profundidad calculada el eje neutro es de 108.7 cm y se verificará si es necesario el confinamiento mediante elementos de borde.

$$c \geq 525 / (600 \times 0.005) = 175 \text{ cm}$$

Por lo tanto, no es necesario que se coloquen elementos de borde.

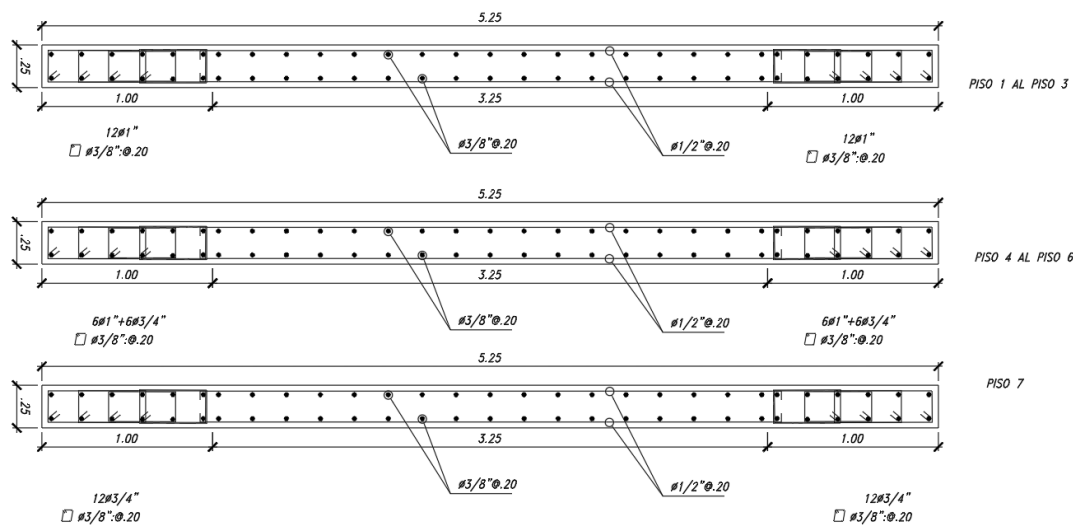


Figura 35. Diseño final de la placa.

CAPÍTULO 11: DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Las cimentaciones son elementos que reciben cargas verticales además de momentos y los transmiten al terreno; sin embargo, hay que tener consideraciones especiales como la verificación del corte por punzonamiento. Existen distintos tipos de cimentaciones que pueden ser zapata aislada, zapatas combinadas y conectadas que se colocaran cuando sea necesario para soportar las solicitaciones y esfuerzos resultantes.

11.1 PREDIMENSIONAMIENTO POR PRESIÓN ADMISIBLE

Se iniciará el proceso de diseño comenzando con un dimensionamiento preliminar que cumpla con tener un esfuerzo menor al admisible del suelo. Por otro lado, como el edificio soportará cargas de sismo se podrá amplificar el esfuerzo admisible del suelo para caso de sismo en un 30%.

$$A = \frac{(1 + \%PP)(P_{CM} + P_{CV})}{\sigma_{adm}} \quad A = \frac{(1 + \%PP)(P_{CM} + P_{CV}) + P_{CS}}{1.3\sigma_{adm}}$$

Donde:

- A: Área preliminar requerida.
- %PP: Porcentaje de peso propio.
- P_{CM} : Carga muerta que soporta la zapata.
- P_{CV} : Carga viva que soporta la zapata.
- P_{CS} : Carga de sismo soporta la zapata.
- σ_{adm} : Esfuerzo admisible del suelo.

El porcentaje del peso propio que se deberá tomar en cuenta como el peso del suelo (Blanco, 1994):

- a. Cuando $0.5 < \sigma_{adm} < 2 \text{ kg/cm}^2$: %PP = 15% a 8%
- b. Cuando $2 < \sigma_{adm} < 4 \text{ kg/cm}^2$: %PP = 8% a 4%

Luego de estimar las dimensiones se considera volados en ambas direcciones de la misma dimensión dependiendo de la dirección (ver figura 36).

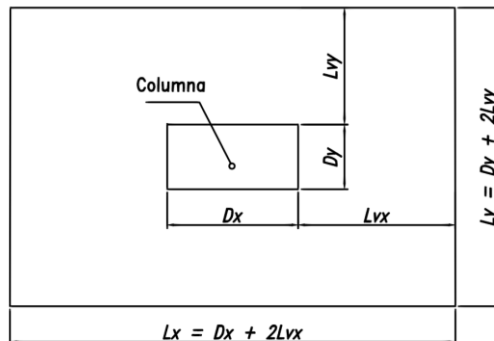


Figura 36. Planta de diseño de la zapata.

$$L_x = D_x + 2L_{vx} \quad L_y = D_y + 2L_{vy} \quad L_x L_y \geq \text{Área}$$

Luego de tener las dimensiones se procederá a hallar el esfuerzo en la base de la zapata para confirmar que los esfuerzos presentes son menores a la capacidad portante del suelo. En este caso se considera combinaciones de carga axial y las cargas del sismo.

Los esfuerzos máximos se presentarán en las esquinas de las zapatas y se asume que toda la zapata estará en compresión por lo que se tendrá una distribución lineal.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_{x-x}}{L_x^2 L_y} \pm \frac{6M_{y-y}}{L_y^2 L_x}$$

En caso la zapata tenga esfuerzos negativos se redistribuyen los esfuerzos de forma triangular.

$$\sigma_{xmax} = \frac{2R}{3L_y \left(\frac{L_x}{2} - \frac{M_{x-x}}{P} \right)} \quad \sigma_{ymax} = \frac{2R}{3L_x \left(\frac{L_y}{2} - \frac{M_{y-y}}{P} \right)}$$

11.2 VERIFICACIÓN DE PUNZONAMIENTO

Es necesario brindar a la sección resistencia a fuerzas cortante debido a que estará sometida al efecto de punzonamiento y no llevará un refuerzo por corte. Se tomará una sección crítica de “d/2” respecto de la cara de la columna (ver figura 37).

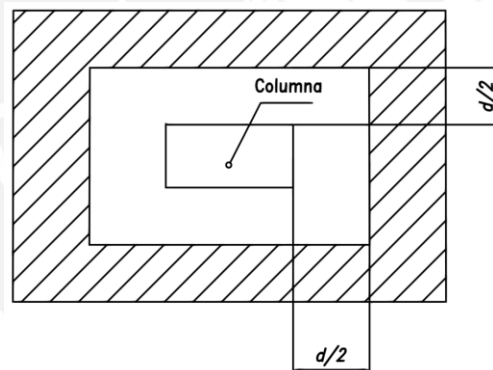


Figura 37. Sección crítica por punzonamiento de la zapata.

$$Vu = \sigma_{ult}(A - A_o)$$

$$b_o = 2(D_x + D_y + 2d) \quad A_o = (D_x + d)(D_y + d)$$

Donde

A_o : Área encerrada por la sección crítica.

b_o : Perímetro de la sección crítica.

σ_{ult} : Esfuerzo último en la zapata.

Vu : Cortante última en la zapata.

D_x : Lado en dirección X-X.

D_y : Lado en dirección Y-Y.

La resistencia del concreto se hallará como el menor valor obtenido de:

$$\phi V_c = \phi(0.53) \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} b d \quad \phi V_c = \phi 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'c} b_o d$$

$$\phi V_c = \phi(1.06) \sqrt{f'c} b w d$$

Donde

- d : Peralte efectivo de la zapata.
- α_s : Parámetro que relaciona la resistencia con el número de lados resistentes.
- β : Cociente de la dimensión mayor de la columna entre la dimensión menor.

De acuerdo con lo anterior se debe cumplir que $\phi V_c > V_u$ para las direcciones de análisis. Cuando no se cumpla se aumentará la dimensión del peralte de la zapata hasta que se cumpla la expresión anterior.

11.3 DISEÑO DEL CORTE POR FLEXIÓN

La zapata estará sometida a fuerza cortante debido a los esfuerzos de flexión, además se asume como si fuera un volado empotrado desde la cara de la columna.

La sección crítica que se usará para la verificación del corte es una sección rectangular a una distancia "d" de la cara de la columna (ver figura 38).

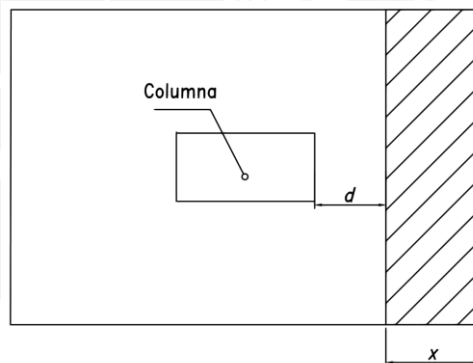


Figura 38. Sección crítica para el corte por flexión de la zapata.

$$V_{u_{x-x}} = \sigma_u L_y (L_v x - d) \quad M_{u_{y-y}} = \sigma_u L_x (L_v y - d)$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} L_y d \quad \phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} L_x d$$

De acuerdo con lo anterior se debe cumplir que $\phi V_c > V_u$ para las direcciones de análisis. Cuando no se cumpla se aumentará la dimensión del peralte de la zapata hasta que se cumpla la expresión anterior.

11.4 DISEÑO POR FLEXIÓN

Se analizará la zapata como viga en voladizo tendrá esfuerzos por flexión importantes. El momento se calculará mediante el esfuerzo último que soportará la zapata dependiendo de la cantidad de volado propuesto (ver figura 39).

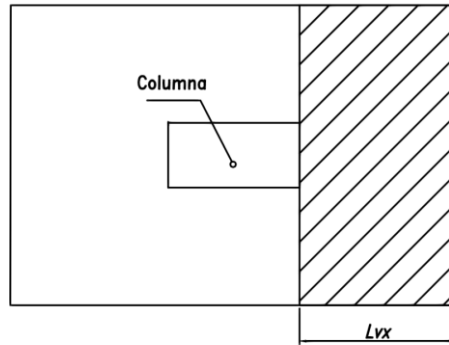


Figura 39. Sección para diseño por flexión de la zapata.

$$Mu_{x-x} = \frac{\sigma_u L v x^2 L y}{2} \quad Mu_{y-y} = \frac{\sigma_u L v x^2 L y}{2}$$

Se hallará la cantidad de acero requerido en la sección con las fórmulas utilizadas para secciones rectangulares de concreto.

$$As = \frac{|Mu|}{(0.9)fy \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad s = \frac{Ab}{As}$$

11.3 EJEMPLO DE DISEÑO PARA ZAPATA AISLADA

Se procederá a analizar la zapata Z17 presente en los ejes 2/D que está sometida a cargas de gravedad y sísmicas.

	P (ton)	Mx (ton)	My (ton)
CM	29.71	-0.10	-0.03
CV	3.51	-0.02	-0.01
SX	6.90	0.61	0.06
SY	7.45	0.07	0.30

Tabla 46. Cargas en la cimentación.

Predimensionamiento por presión admisible

Se procederá a calcular el área requerida para la zapata estimando que el peso propio de la zapata es de 5% para cargas de gravedad y sismo.

$$A = \frac{1.05 (29.71 + 3.51)}{40} = 0.87 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{1.05 (29.71 + 3.51) + 7.45}{1.3 (40)} = 0.81 \text{ m}^2$$

El área necesaria para la zapata es de 0.87m²; sin embargo, se observa que no hay una carga axial elevada por lo que se puede esperar esfuerzos de tracción en la base de la zapata.

Para contrarrestar el posible efecto de los esfuerzos de tracción se propondrá una sección de 2.32 m² (1.60m x 1.45m) con un volado de 0.60m en ambos sentidos y un peralte de 0.6m.

Peso propio de la zapata	$2.4 \times 1.70 \times 1.45 \times 0.60 = 3.55$ ton
Peso de relleno sobre la zapata	$1.9 \times (2.47 - 0.13) \times 0.6 = 2.67$ ton
Carga total	6.217 ton

Caso 1: Solo cargas de gravedad

$$R = 39.44 \text{ ton} \quad M_{x-x} = -0.12 \text{ ton m} \quad M_{y-y} = -0.04 \text{ ton m}$$

$$\sigma = \frac{39.44}{2.47} \pm \frac{6(-0.12)}{1.7^2(1.45)} \pm \frac{6(-0.04)}{1.45^2(1.7)} = 16.00 \pm -0.18 \pm -0.08$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = 16.22 \text{ ton/m}^2 \quad (\sigma_{\text{MAX}} < \sigma_{\text{ADM}}) \quad \sigma_{\text{MIN}} = 15.78 \text{ ton/m}^2 \quad (\sigma_{\text{MIN}} > 0)$$

Caso 2: Cargas de gravedad + Sismo en X-X

$$R = 46.34 \text{ ton} \quad M_{x-x} = 0.50 \text{ ton m} \quad M_{y-y} = 0.03 \text{ ton m}$$

$$\sigma = \frac{46.34}{2.47} \pm \frac{6(0.50)}{1.7^2(1.45)} \pm \frac{6(0.03)}{1.45^2(1.7)} = 18.80 \pm 0.68 \pm 0.03$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = 19.51 \text{ ton/m}^2 \quad (\sigma_{\text{MAX}} < \sigma_{\text{ADM}}) \quad \sigma_{\text{MIN}} = 18.09 \text{ ton/m}^2 \quad (\sigma_{\text{MIN}} > 0)$$

Caso 3: Cargas de gravedad - Sismo en X-X

$$R = 32.54 \text{ ton} \quad M_{x-x} = -0.98 \text{ ton m} \quad M_{y-y} = -0.17 \text{ ton m}$$

$$\sigma = \frac{32.54}{2.47} \pm \frac{6(-0.98)}{1.7^2(1.45)} \pm \frac{6(-0.17)}{1.45^2(1.7)} = 13.20 \pm -0.98 \pm -0.17$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = 14.35 \text{ ton/m}^2 \quad (\sigma_{\text{MAX}} < \sigma_{\text{ADM}}) \quad \sigma_{\text{MIN}} = 12.05 \text{ ton/m}^2 \quad (\sigma_{\text{MIN}} > 0)$$

Caso 4: Cargas de gravedad + Sismo en Y-Y

$$R = 46.88 \text{ ton} \quad M_{x-x} = -0.04 \text{ ton m} \quad M_{y-y} = 0.26 \text{ ton m}$$

$$\sigma = \frac{46.88}{2.47} \pm \frac{6(-0.04)}{1.7^2(1.45)} \pm \frac{6(0.26)}{1.45^2(1.7)} = 19.02 \pm -0.05 \pm 0.43$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = 19.40 \text{ ton/m}^2 \quad (\sigma_{\text{MAX}} < \sigma_{\text{ADM}}) \quad \sigma_{\text{MIN}} = 18.64 \text{ ton/m}^2 \quad (\sigma_{\text{MIN}} > 0)$$

Caso 5: Cargas de gravedad - Sismo en Y-Y

$$R = 31.99 \text{ ton} \quad M_{x-x} = -0.18 \text{ ton m} \quad M_{y-y} = -0.34 \text{ ton m}$$

$$\sigma = \frac{31.99}{2.47} \pm \frac{6(-0.18)}{1.7^2(1.45)} \pm \frac{6(-0.34)}{1.45^2(1.7)} = 12.98 \pm -0.25 \pm -0.57$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = 12.16 \text{ ton/m}^2 \quad (\sigma_{\text{MAX}} < \sigma_{\text{ADM}}) \quad \sigma_{\text{MIN}} = 13.80 \text{ ton/m}^2 \quad (\sigma_{\text{MIN}} > 0)$$

El esfuerzo último será el mayor de todas de los esfuerzos hallados además por los cálculos se observa que todos los esfuerzos generados son mayores a 0 por lo que no es necesario una redistribución de esfuerzos.

$$\sigma_u = 1.25 \times 19.51 = 24.38 \text{ ton/m}^2$$

Verificación por punzonamiento

Se procederá a calcular el efecto de punzonamiento en la zapata tomando un peralte efectivo de 0.50m.

$$A_o = (0.50+0.5) \times (0.25+0.5) = 0.75 \text{ m}^2$$

$$b_o = 2 \times (0.50+0.25+0.5) = 3.50 \text{ m}$$

$$V_u = 24.38 \times (2.47 - 0.75) = 41.82 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto al diseño será la menor de:

$$\phi V_c = (0.85)(0.53) \left(1 + \frac{2}{1.45/1.70} \right) \sqrt{210}(3.50)(50) = 382.13 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = (0.85)(0.27) \left(\frac{(40)(50)}{3.50} + 2 \right) \sqrt{210}(3.50)(50) = 448.98 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = (0.85)(1.06) \sqrt{210}(3.50)(50) = 228.48 \text{ ton}$$

El valor de resistencia del concreto es $\phi V_c = 228.48 \text{ ton}$ y es mayor que el valor de la cortante última por punzonamiento ($\phi V_c > V_u$).

Verificación del corte por flexión

Se calculará la cortante generada por la flexión y la resistencia del concreto.

Para X-X:

$$V_u = 24.38 \times 1.45 \times (0.6 - 0.5) = 3.53 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (210)^{0.5} \times 1.45 \times 0.5 = 47.33 \text{ ton}$$

Para Y-Y:

$$V_u = 24.38 \times 1.70 \times (0.6 - 0.5) = 4.14 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (210)^{0.5} \times 1.70 \times 0.5 = 55.49 \text{ ton}$$

Para ambas direcciones se cumple que la fuerza de resistencia del concreto es mayor la fuerza cortante última ($\phi V_c > V_u$).

Diseño por flexión

La zapata analizada tiene $L_{VX} = 0.60 \text{ m}$, $L_{VY} = 0.60 \text{ m}$, $L_X = 1.70 \text{ m}$ y $L_Y = 1.45 \text{ m}$ y $\sigma_u = 24.38 \text{ ton/m}^2$ que se usarán en las fórmulas para hallar el momento flector máximo.

$$\text{Para X-X: } M_u = 24.38 \times 0.60^2 \times 1.45 / 2 = 6.36 \text{ ton m}$$

$$\text{Para Y-Y: } M_u = 24.38 \times 0.60^2 \times 1.70 / 2 = 7.46 \text{ ton m}$$

Se hallará el acero de refuerzo que necesita la sección (ver tabla 47).

		X-X	Y-Y
b	m	1.70	1.45
h	m	0.60	0.60
d	m	0.50	0.50
Mu	tonm	6.36	7.46
a	m	0.02	0.03
c	m	0.03	0.04
As	m2	3.37	3.95
As_{min}	cm2	10.80	10.80
S	m	0.19	0.19

Tabla 47. Refuerzo por flexión de la zapata.

El acero mínimo es mayor al acero que necesita la sección por lo que se usara ese para el diseño de la sección con barras de $\varnothing 5/8"$ (ver figura 40).

$$As = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$S = 2/10.8 = 19 \text{ cm}$$

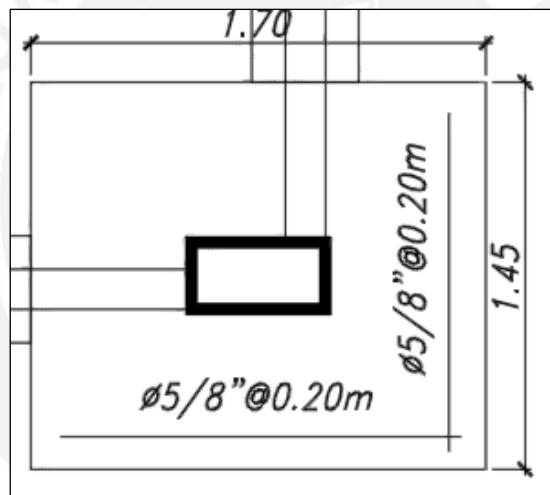


Figura 40. Diseño final de la zapata.

11.8 EJEMPLO DE DISEÑO PARA ZAPATA COMBINADA

Se diseñará la zapata combinada que soporta las placas P1 y P3, que se le asigno dimensiones preliminares que pueden ser cambiadas en caso de ser necesario. Como la zapata no es rectangular se tendrá que calcular su inercia que servirá para hallar esfuerzos generados por los momentos flectores.

$$Lx = 6.10 \text{ m} \quad Ly = 5.80 \text{ m} \quad \text{Area} = 25.88 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 50.13 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = 40.39 \text{ m}^4$$

En la Tabla 48 se mostrará las fuerzas de gravedad de las placas, donde estarán aplicadas las fuerzas, y la distancia desde el centro de gravedad de las placas al centro de gravedad de la zapata (X'_{cg} / Y'_{cg}).

	X _{cg}	Y _{cg}	X' _{cg}	Y' _{cg}
P1	2.63	0.13	-1.63	-2.10
P2	5.13	3.78	0.88	1.56

Tabla 48. Coordenadas de los centros de gravedad.

La zapata debido a su peso propio y al relleno de suelo sobre ella genera una fuerza adicional que estará aplicada en el centro de gravedad de la zapata.

Peso propio de la zapata = 2.4x25.88x0.8 = 30.48 ton

Peso de relleno sobre zapata = 1.9x(25.88-1.94) = 15.89 ton

Carga total = 46.37 ton

En la tabla 49 se mostrarán los resultados de trasladar las fuerzas al centro de gravedad.

	Elemento	P (ton)	Mx (ton)	My (ton)	Mx trasl	My trasl	Mx total	My total
A: Solo cargas de gravedad	P1	107.53	-0.12	-0.65	225.28	-174.74	225.16	-175.39
	P2	175.51	-0.77	-0.75	-272.92	153.57	-273.69	152.82
B: Cargas de gravedad + Sismo X-X	P1	126.35	647.28	1.33	264.70	-205.32	911.98	-203.99
	P2	183.95	67.17	0.73	-286.04	160.96	-218.87	161.69
C: Cargas de gravedad - Sismo X-X	P1	88.71	-647.52	-2.63	185.85	-144.15	-461.67	-146.78
	P2	167.07	-68.71	-2.23	-259.79	146.19	-328.50	143.96
D: Cargas de gravedad + Sismo Y-Y	P1	148.01	142.15	4.24	310.08	-240.52	452.23	-236.28
	P2	193.77	219.14	-0.51	-301.31	169.55	-82.17	169.04
E : Cargas de gravedad - Sismo Y-Y	P1	67.05	-142.39	-5.54	140.47	-108.96	-1.92	-114.50
	P2	157.25	-220.68	-0.99	-244.52	137.59	-465.20	136.60

Tabla 49. Resultados de la traslación de fuerzas.

Luego de trasladar las fuerzas se hallarán los esfuerzos a los que estará sometido la zapata en cada uno de las combinaciones de diseño.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_{x-x}}{L_x^2 L_y} \pm \frac{6M_{y-y}}{L_y^2 L_x}$$

	R	Mx total	Mx total	σ _P	σ _{Mx}	σ _{My}	σ _{MAX}	σ _{MIN}
A	329.41	-48.53	-22.57	20.75	-4.11	-1.99	26.85	14.65
B	356.67	693.11	-42.30	22.47	58.77	-3.74	84.04	-40.04
C	302.15	-790.18	-2.83	19.03	-67.00	-0.25	86.28	-48.22
D	388.15	370.06	-67.24	24.45	31.38	-5.94	61.87	-12.87
E	270.67	-467.12	22.11	17.05	-39.61	1.95	58.61	-24.51

Tabla 50. Esfuerzos en la zapata combinada.

De los resultados anteriores se concluye que se generan tracciones por lo que se procederá hacer una redistribución de esfuerzos triangular (Ver Tabla 51).

$$\sigma_{xmax} = \frac{2R}{3Ly\left(\frac{Lx}{2} - \frac{M_{X-X}}{P}\right)} \quad \sigma_{ymax} = \frac{2R}{3Lx\left(\frac{Ly}{2} - \frac{M_{Y-Y}}{P}\right)} \quad ex = \frac{M_{X-X}}{P} \quad ey = \frac{M_{Y-Y}}{P}$$

	P	Mx	My	Excentricidad		Triangular	
				ex	ey	σx	σy
A	329.41	-48.53	-22.57	-0.15	-0.07	11.84	12.13
B	356.67	693.11	-42.30	1.94	-0.12	37.04	12.91
C	302.15	-790.18	-2.83	-2.62	-0.01	6.13	11.35
D	388.15	370.06	-67.24	0.95	-0.17	21.28	13.80
E	270.67	-467.12	22.11	-1.73	0.08	6.51	10.50
σ_{MAX}						37.04	13.80

Tabla 51. Esfuerzos con distribución triangular de la zapata combinada.

$$\sigma_{MAX} = 37.04 \text{ ton/m}^2 \quad (\sigma_{MAX} < \sigma_{ADM}) \quad \sigma_{MIN} = 13.80 \text{ ton/m}^2 \quad (\sigma_{MIN} > 0)$$

El esfuerzo último será el mayor de todas de los esfuerzos hallados además por los cálculos se observa que todos los esfuerzos generados son mayores a 0 por lo que no es necesario una redistribución de esfuerzos.

$$\sigma_u = 1.25 \times 37.04 = 46.16 \text{ ton/m}^2$$

Verificación por punzonamiento

Se procederá a calcular el efecto de punzonamiento en la zapata tomando un peralte efectivo de 0.50m (ver tabla 52).

Elemento	Lx	Ly	bo	Ao
P1	5.25	0.25	13.00	4.31
P2	0.25	2.50	7.50	2.25
TOTAL			20.50	6.56

Tabla 52. Verificación por punzonamiento de zapata combinada.

$$Vu = 46.16 \times (15.88 - 6.56) = 429.87 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto al diseño será la menor de:

$$\phi V_c = (0.85)(0.53) \left(1 + \frac{2}{6.10/5.80}\right) \sqrt{210}(20.50)(50) = 2076 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = (0.85)(0.27) \left(\frac{(40)(50)}{20.50} + 2\right) \sqrt{210}(20.50)(50) = 1014 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = (0.85)(1.06) \sqrt{210}(20.50)(50) = 1338 \text{ ton}$$

El valor de resistencia del concreto es $\phi V_c = 322 \text{ ton}$ y es mayor que el valor de la cortante última por punzonamiento ($\phi V_c > Vu$).

Verificación del corte por flexión

Se calculará la cortante generada por la flexión y la resistencia del concreto.

Para X-X:

$$Vu = 46.16 \times 5.80 \times (0.8 - 0.5) = 80.32 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (210)^{0.5} \times 5.80 \times 0.5 = 189.32 \text{ ton}$$

Para Y-Y:

$$V_u = 46.16 \times 6.10 \times (0.8 - 0.5) = 84.47 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (210)^{0.5} \times 6.10 \times 0.5 = 199.11 \text{ ton}$$

Para ambas direcciones se cumple que la fuerza de resistencia del concreto es mayor la fuerza cortante ultima ($\phi V_c > V_u$).

Diseño por flexión

La zapata analizada tiene $L_{VX}=0.70$ m, $L_{VY}=0.70$ m, $L_X=6.10$ m y $L_Y=5.80$ m y $\sigma_u = 46.16$ ton/m² que se usarán en las fórmulas para hallar el momento flector máximo.

$$\text{Para X-X: } M_u = 46.16 \times 0.70^2 \times 5.80 / 2 = 65.59 \text{ ton m}$$

$$\text{Para Y-Y: } M_u = 46.16 \times 0.70^2 \times 6.10 / 2 = 68.89 \text{ ton m}$$

Se hallará el acero necesario que necesita la sección colocando acero de $\phi 1''$ (ver Tabla 53 y Figura 41).

		X-X	Y-Y
b	m	5.80	6.10
h	m	0.80	0.80
d	m	0.70	0.70
Mu	tonm	65.59	68.89
a	m	0.02	0.03
c	m	0.03	0.04
As	m2	24.80	26.08
As_{min}	cm2	14.40	14.40
S	m	0.21	0

Tabla 53. Refuerzo por flexión de la zapata.

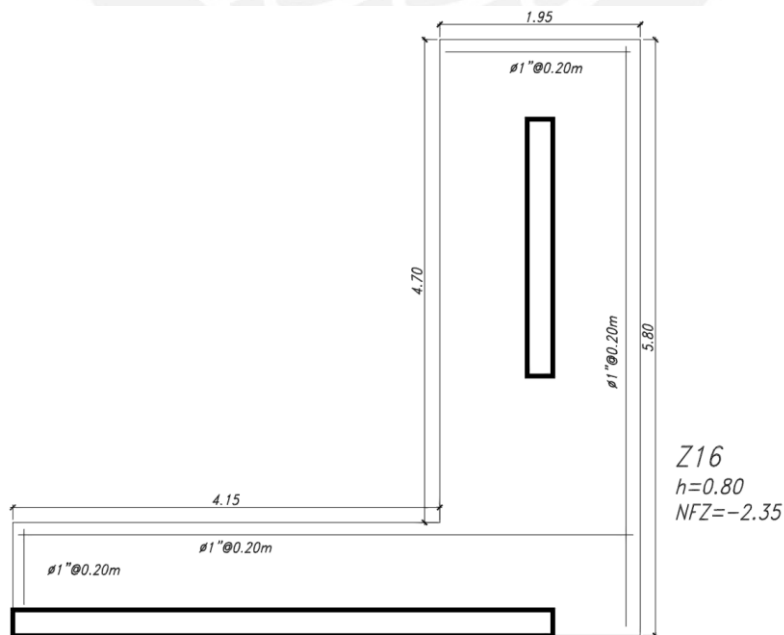


Figura 41. Diseño final de la zapata combinada.

CAPÍTULO 12: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

12.1 DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos con tramos inclinados y rectos que son analizados como si fueran losas macizas en una sola dirección simplemente apoyadas en vigas y placas. Solo se analizarán las cargas por cargas de gravedad y un metro de ancho

La escalera tiene las siguientes características:

- Paso = 25 cm
- Contrapaso = 17 cm
- Garganta = 15 cm

12.1.1 EJEMPLO DE DISEÑO

Diseño por flexión

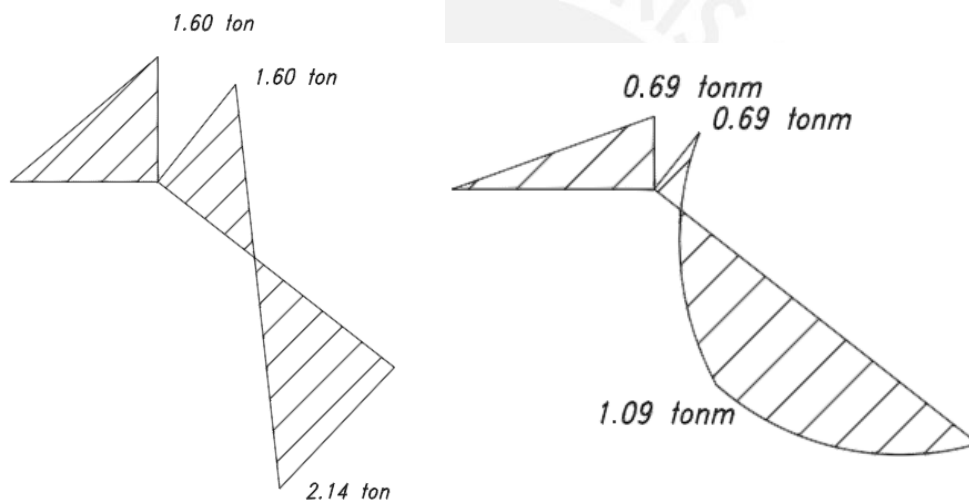


Figura 42. DMF y DFC de la escalera analizada.

Se calculará el acero longitudinal a colocar en los tramos de la escalera y en la dirección perpendicular solamente se pondrá el acero mínimo que es el de retracción y temperatura. Para hallar el acero máximos y mínimo se calculará con las mismas formulas usadas para la losa maciza.

$$As^+_{max} = 1.57\%bd = 0.0157 \times 100 \times 15 = 23.55 \text{ cm}^2$$

$$As^+_{min} = 0.0018 bd = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2$$

	Mu (kg m)	a (cm)	c (cm)	As (cm ² /ml)	As min (cm ² /ml)	S (cm)	As colocado
RECTO	0.69	0.36	0.40	1.54	2.70	0.26	ø3/8" @ .25
INCLINADO	1.09	0.58	0.64	2.46	2.70	0.26	ø3/8" @ .25

Tabla 54. Refuerzo para los tramos de la escalera.

En este caso se colocará el acero mínimo debido a que el acero requerido es menor quedando la siguiente distribución (ver figura 43):

Tramo recto: 3/8" @ 0.25

Tramo inclinado: 3/8" @ 0.25

Diseño por corte

Se procederá analizar la resistencia al corte de la escalera y proponer medidas correctivas en caso que la resistencia del concreto no sea suficiente.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (210)^{0.5} \times 100 \times 12 = 7.83 \text{ ton} \rightarrow \phi V_c > V_u$$

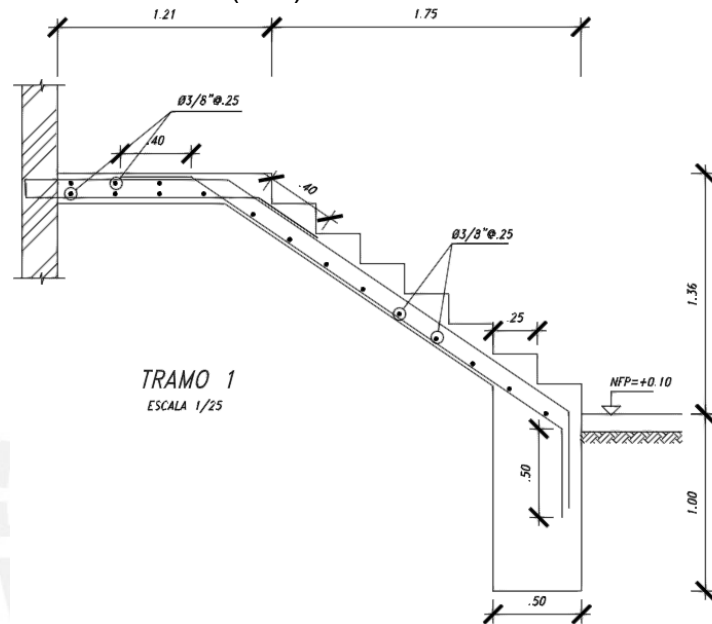


Figura 43. Diseño final de la escalera.

12.2 DISEÑO DE CISTERNA

El diseño de la cisterna se dividirá en tres partes (paredes, fondo y tapa) que se tomarán como losas armadas en dos direcciones debido a que las partes está sometida a diferentes condiciones de cargas se tendrá que considerar los casos críticos en cada una.

A comparación del diseño de otras se debe considerar lo siguiente:

- La combinación para obtener la carga última será $1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$.
- La cuantía mínima de los lados en contacto con agua 0.28% para el acero vertical y vertical con fin de evitar posibles fisuras por estar en contacto con el agua.
- Se considera al menos 2 casos para el diseño, cuando la cisterna esté vacía y llena.

12.2.1 EJEMPLO DE DISEÑO

Diseño por flexión

El diseño por flexión para la cisterna es igual al diseño de una losa maciza de concreto armado. Tomando en cuenta los casos más críticos para los elementos

analizados (ver figura 44, 45 y 46). La cisterna tiene de dimensiones 5x6x3, un tirante de agua máximo de 2.5m, un espesor de 20 cm y un recubrimiento de 4cm.

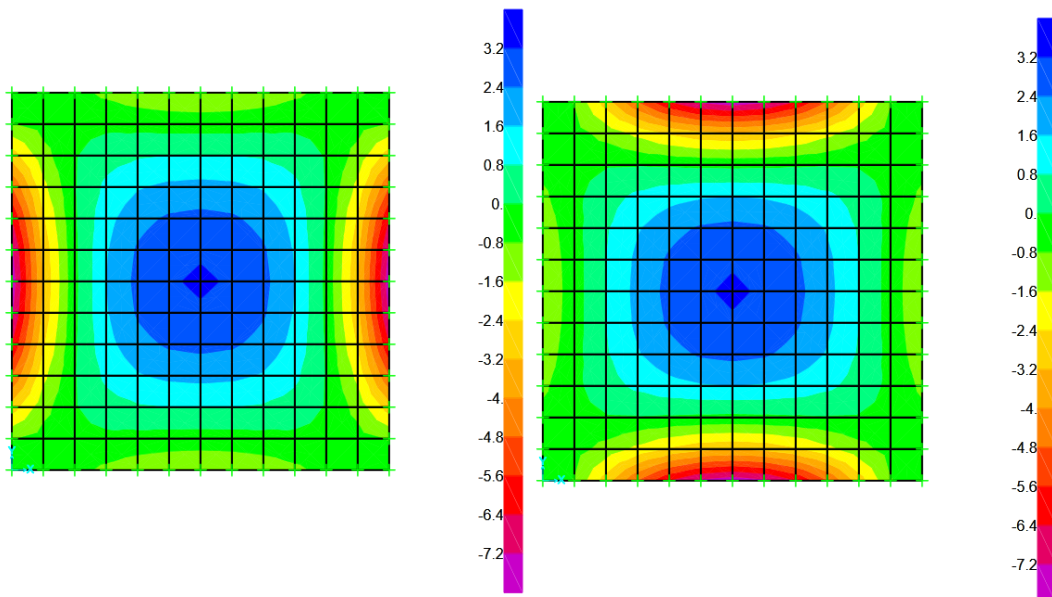


Figura 44. DMF para el fondo de la cisterna.

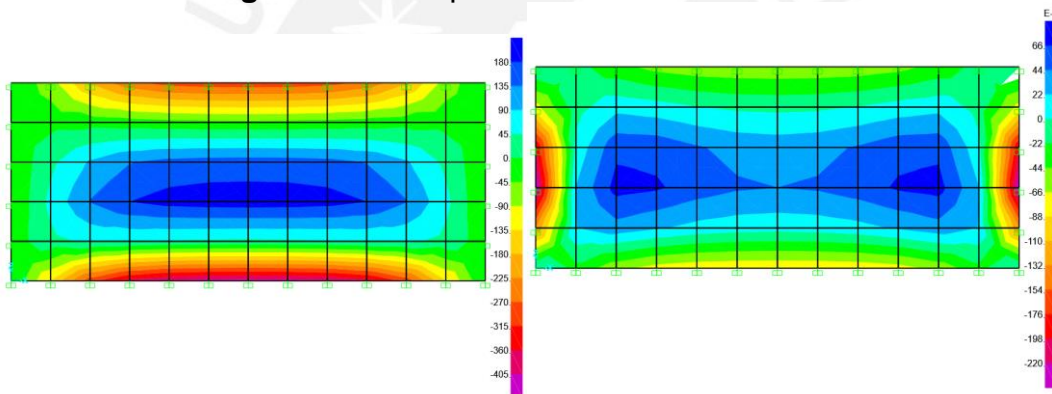


Figura 45. DMF para paredes laterales de la cisterna.

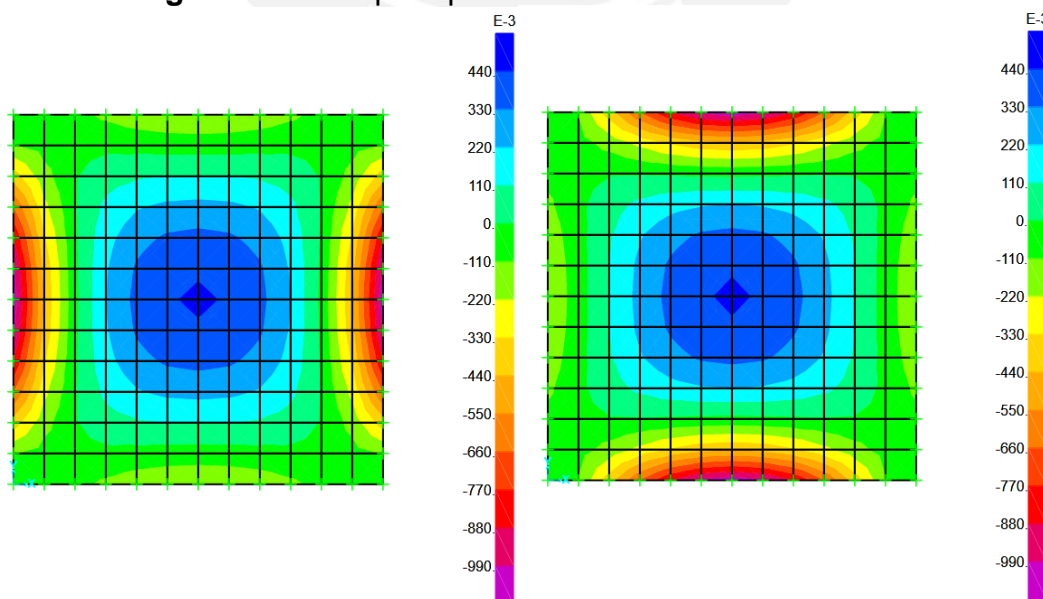


Figura 46. DMF para la tapa de la cisterna.

	Mu (kg m)	a (cm)	c (cm)	As (cm ² /ml)	As min (cm ² /ml)	s (cm)	As colo.
FONDO	7.60	3.30	3.66	14.01	5.6	20	ø3/4" @ .20
LATERALES	0.40	0.16	0.17	0.66	5.6	23	Ø1/2" @ .20
TAPA	1.1	0.43	0.48	1.84	5.6	23	Ø1/2" @ .20

Tabla 55. Refuerzo para la cisterna.

Diseño por corte

Se procederá analizar la capacidad de corte de la cisterna y proponer medidas correctivas en caso que la resistencia del concreto no sea suficiente (ver figura 47 y 48).

$$\emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 \times (210) \times 0.5 \times 100 \times 16 = 10.45 \text{ ton} \rightarrow \emptyset V_c > V_u$$

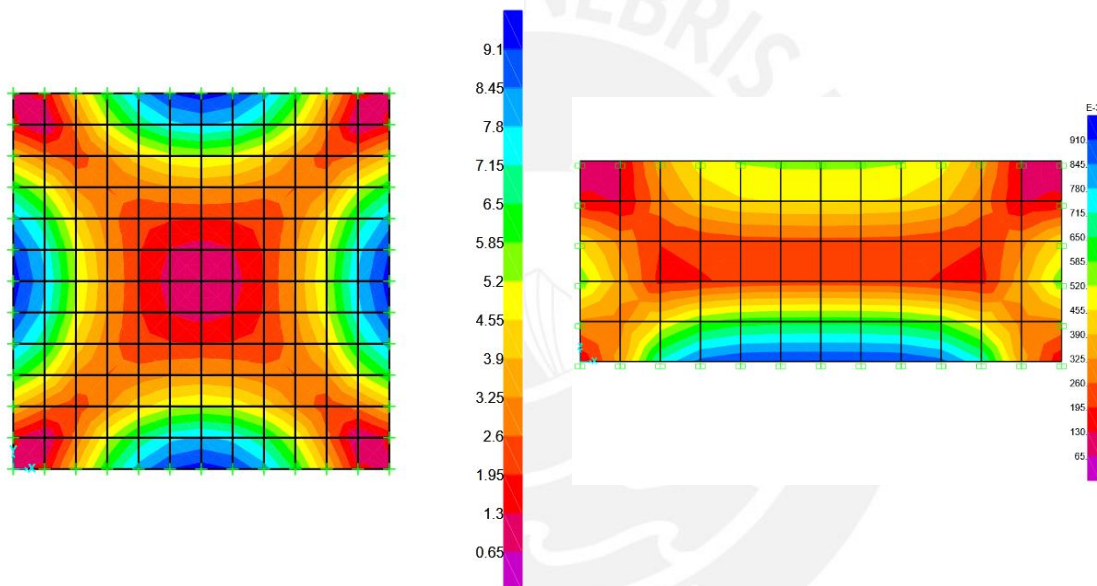


Figura 47. DFC para la fondo y pared lateral de la cisterna.

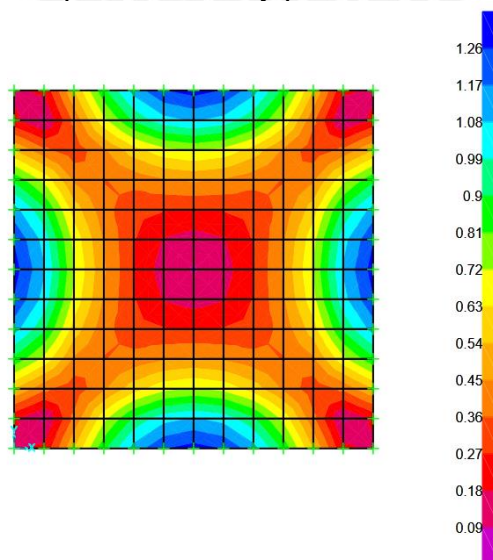


Figura 48. DFC para la tapa de la cisterna.

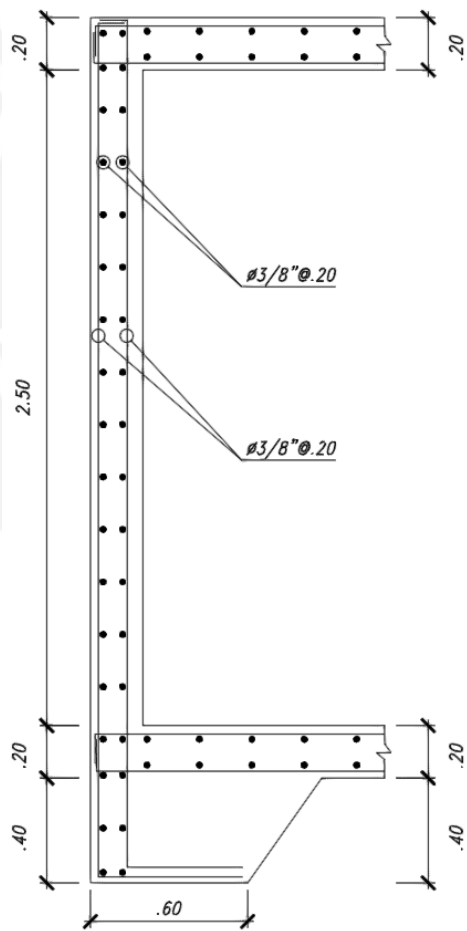
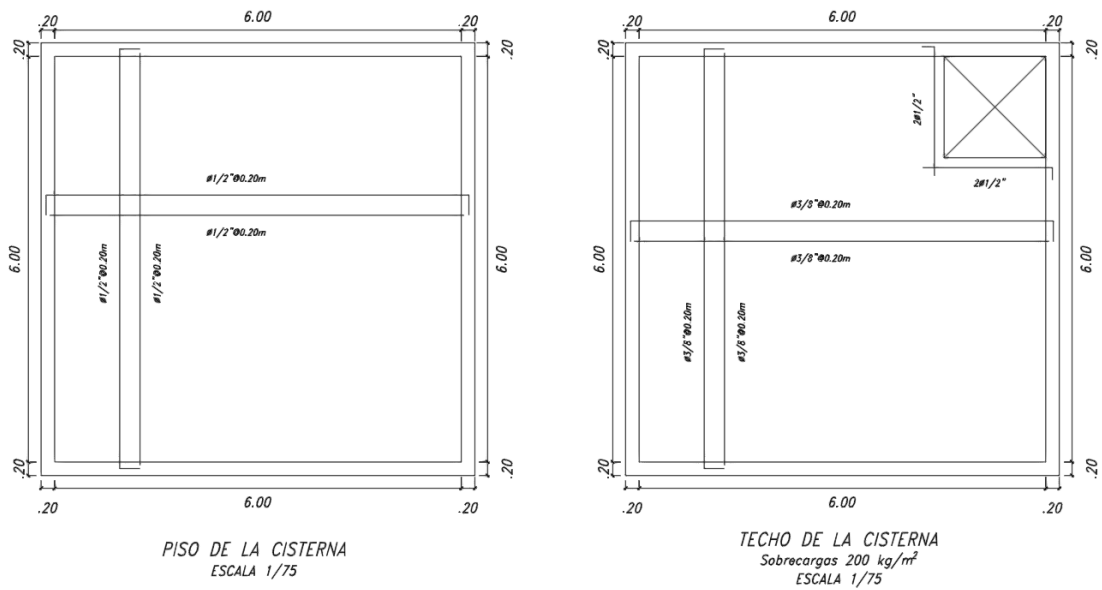


Figura 49. Diseño final de la cisterna.

CAPÍTULO 13: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Estructuración y predimensionamiento:

- La estructuración deberá adaptarse a la arquitectura definida, en el edificio diseñado se decidió usar muros de corte o placas aprovechando la distribución de muros perimetrales presentes. Por ello, se decidió que el sistema estructural sea de muros estructurales.
- El predimensionamiento de losas y vigas no considera los efectos del tabique en estos elementos. Sin embargo, los criterios usados fueron acertados y no fue necesario modificar sus dimensiones.
- El predimensionamiento de las placas no es preciso, dando solo una longitud de muros totales o el área total de las placas en la estructura sin considerar el efecto en la deriva para la dirección X-X e Y-Y. Se colocó una longitud mayor y se iteró la longitud según la deriva.

Análisis sísmico

- El modelo de la estructura tuvo un proceso iterativo hasta que el edificio cumpliera con la norma. Se cumplió con algunos predimensionamientos de elementos, sin embargo, se modificó las placas para que cumplan con los requisitos de desplazamiento y no tener una irregularidad extrema.
- La estructura tiene irregularidad en planta por esquinas entrantes y por torsión y se obtiene un $I_p = 0.75$ por lo que se obtiene un coeficiente de reducción de $R = 6 \times 0.75 \times 1 = 4.5$.
- Se obtuvo una deriva de 5.5 ‰ y 5.8 ‰ para la dirección X-X e Y-Y respectivamente, cumpliendo con el límite de la deriva de 7 ‰ de la norma E.060. Se tiene una mayor presencia de elementos sismorresistentes en la dirección X-X.
- Las cargas sísmicas obtenidas del análisis estático son mayores a las obtenidas en el análisis sísmico por lo que se tuvieron que amplificar en 1.17 y 1.28 para las direcciones X-X e Y-Y respectivamente como margen de seguridad para el diseño.
- Las placas absorben más del 80% de la cortante basal por lo que se cumple que el sistema estructural es de muros estructurales. Por lo que, se verán menos solicitaciones en las columnas a comparación de las placas.

Diseño estructural

- La losa aligerada diseñada tiene problemas de deflexiones debido a que hay tabique; sin embargo, se propone como solución una contra flecha que va de acuerdo a las recomendaciones de la norma.
- Las vigas no están sometidas a cargas grandes por lo que la mayoría están con la cuantía mínima. Sin embargo, las que están entre placas recibirán solicitaciones de sismos y tendrán que diseñarse por capacidad ya que tendrá mayores valores que la envolvente.
- Las columnas no están sometidas a cargas grandes debido al sismo debido a que el sistema estructural es de muros, por ende, son los muros de corte o placas los absorberán la mayor parte de las cargas. Esto se

puede verificar debido a que en las columnas sólo se colocó la cuantía mínima.

- Las placas son los elementos que soportan más solicitaciones en la estructura; sin embargo, al tener una gran cantidad de placas no fue obligatorio el uso de elementos de borde y la cuantía que se usó es la mínima.
- Las zapatas aisladas que soportan solo columnas solo fue necesario colocar acero mínimo en las dos direcciones porque al ser de muros estructurales donde las placas absorben la mayoría de cargas.
- La conexión de zapatas aisladas y combinadas mediante vigas de cimentación mejora la distribución de solicitaciones y esfuerzos, por lo que se redujo las dimensiones de las zapatas. Además, reduce la cantidad del refuerzo de acero necesario y disminuye los asentamientos diferenciales.
- Las zapatas de las placas debido a las solicitaciones presentan tracciones por lo que se utilizara la redistribución de esfuerzos de Meyerhoff, evitando que se necesiten zapatas de dimensiones considerables.



BIBLIOGRAFÍA

- Tafur Gutiérrez, A. (2012). Diseño estructural de un edificio con un sótano y seis pisos ubicado en Magdalena, Tesis, Facultad de Ciencias e ingeniería PUCP.
- Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- San Bartolomé Ramos, A. (1998). Análisis de Edificios. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Ottazzi Pasino, G. (2016). Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Lima: Fondo Editorial PUCP
- Muñoz Pelaez, A. (2004). Ingeniería Sismorresistente. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). Norma E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
ARMADO DE SIETE PISOS
ANEXO - PLANOS**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil:

AUTOR:

MANUEL CUYA CAMARA

ASESOR:

DANIEL ROBERTO QUIUN WONG

Lima, marzo del 2022

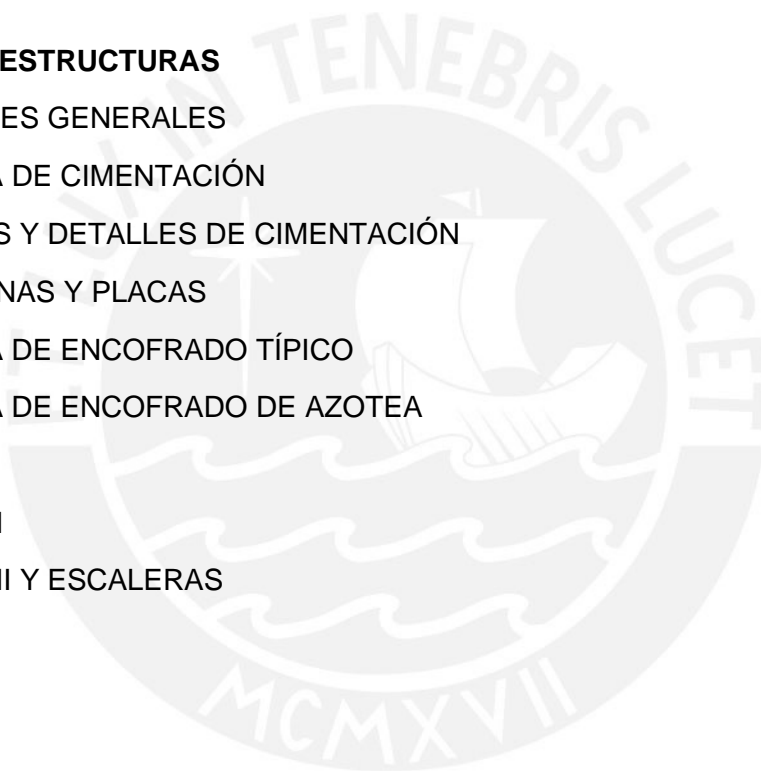
INDICE DE PLANOS

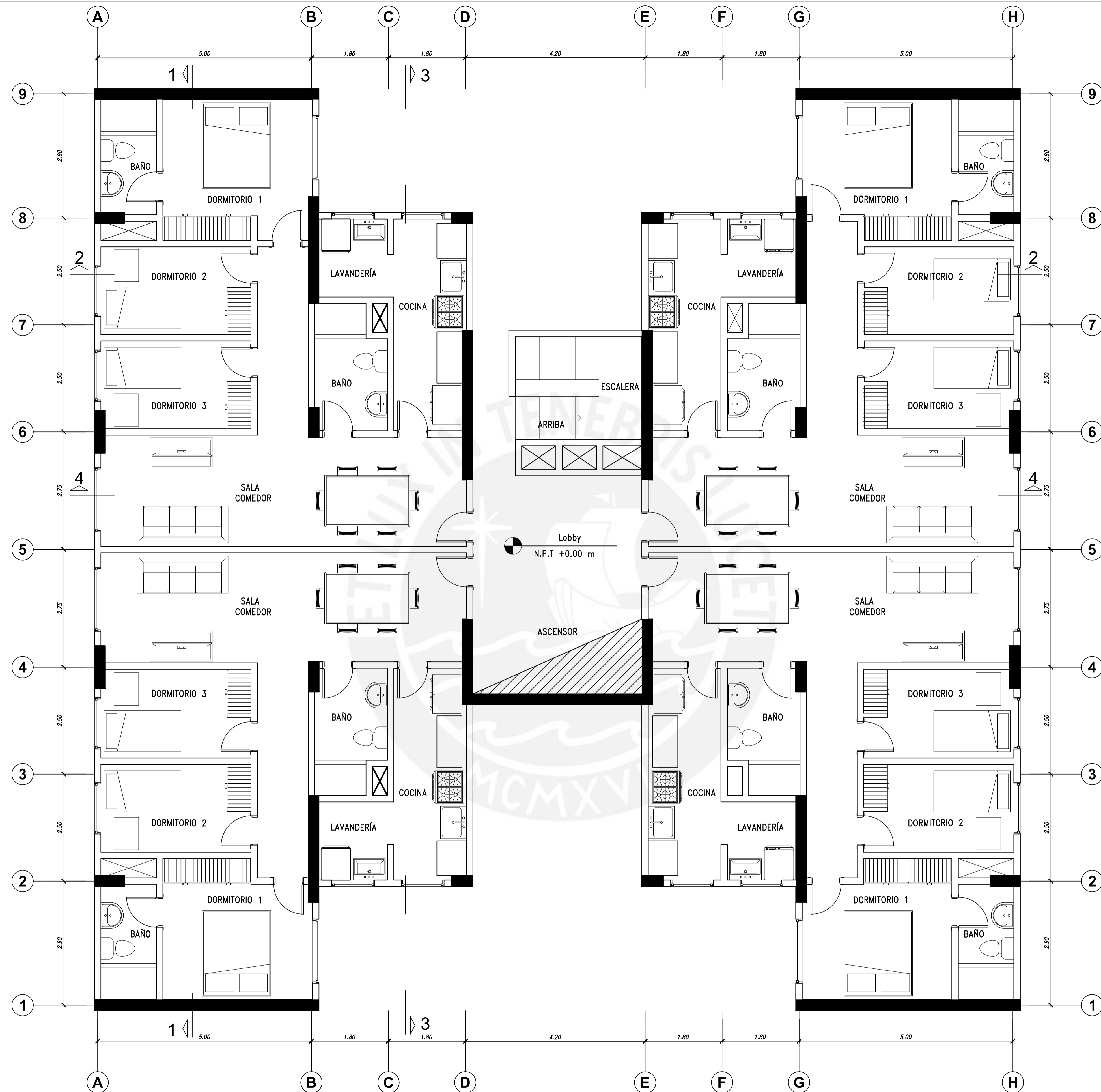
PLANOS DE ARQUITECTURA

- A-01 PRIMER NIVEL
- A-02 SEGUNDO A SEPTIMO PISO
- A-03 AZOTEA
- A-04 TECHOS
- A-05 CORTE 1 Y 2
- A-06 CORTE 3 Y 4

PLANOS DE ESTRUCTURAS

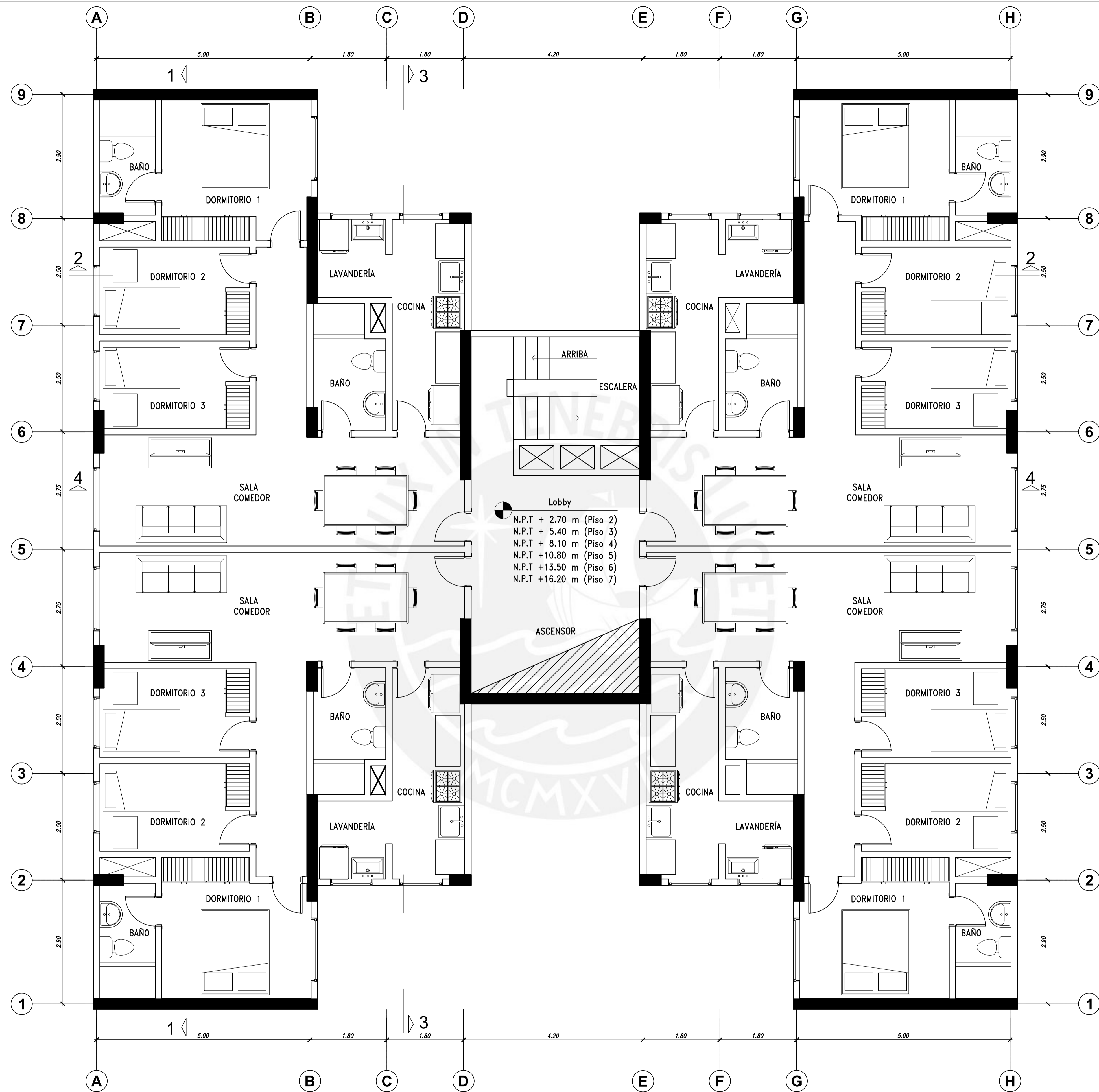
- E-01 DETALLES GENERALES
- E-02 PLANTA DE CIMENTACIÓN
- E-03 CORTES Y DETALLES DE CIMENTACIÓN
- E-04 COLUMNAS Y PLACAS
- E-05 PLANTA DE ENCOFRADO TÍPICO
- E-06 PLANTA DE ENCOFRADO DE AZOTEA
- E-07 VIGAS I
- E-08 VIGAS II
- E-09 VIGAS III Y ESCALERAS





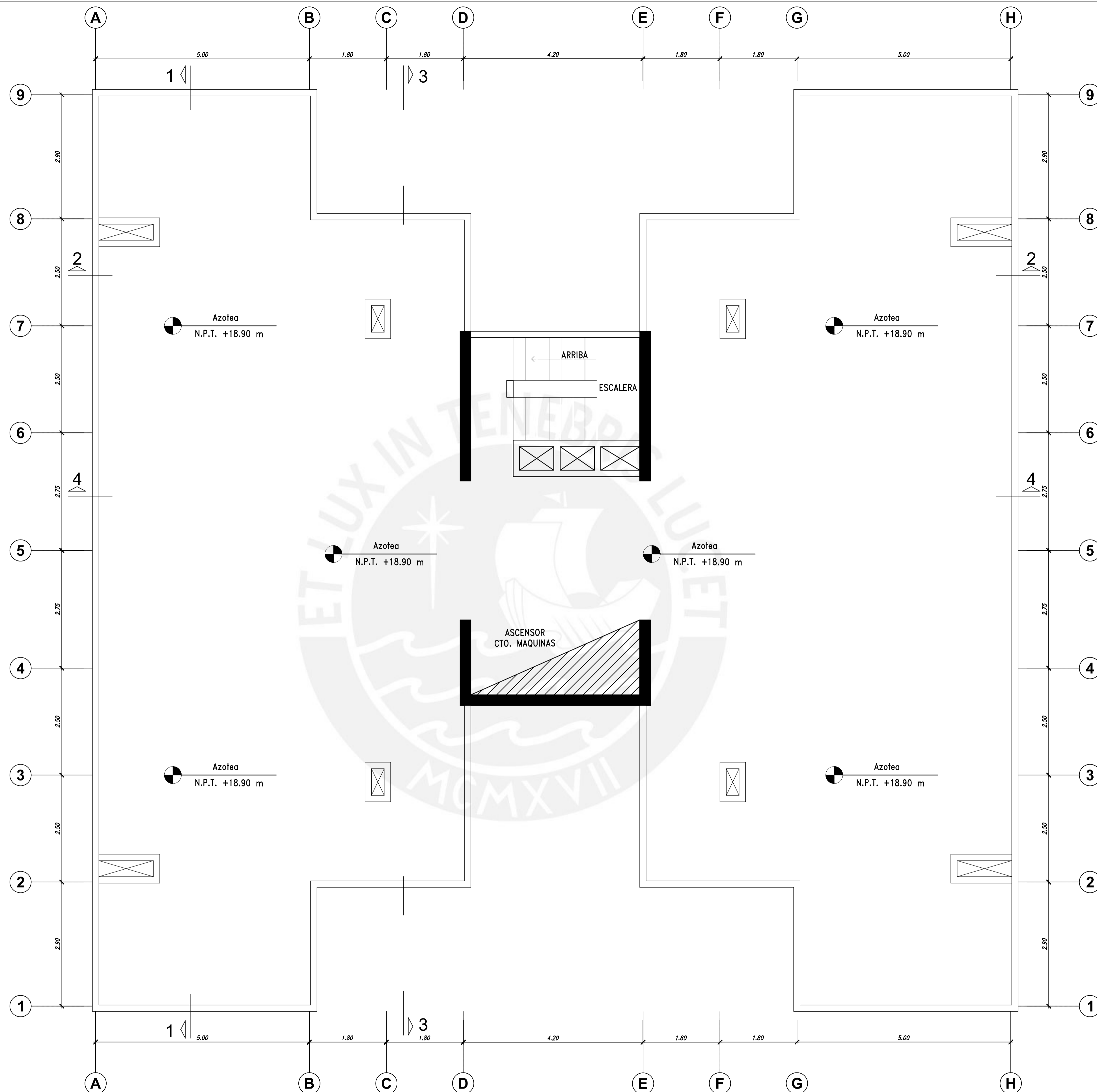
PRIMER NIVEL

 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		<h1>A 01</h1>
	Proyecto: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
	Ubicación: DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		
	Plano: PLANO DE ARQUITECTURA- PRIMER NIVEL		
BACH. MANUEL CUYA CAMARA		Dibujo: MCC	Escala: 1/50 Fecha: MARZO 2022



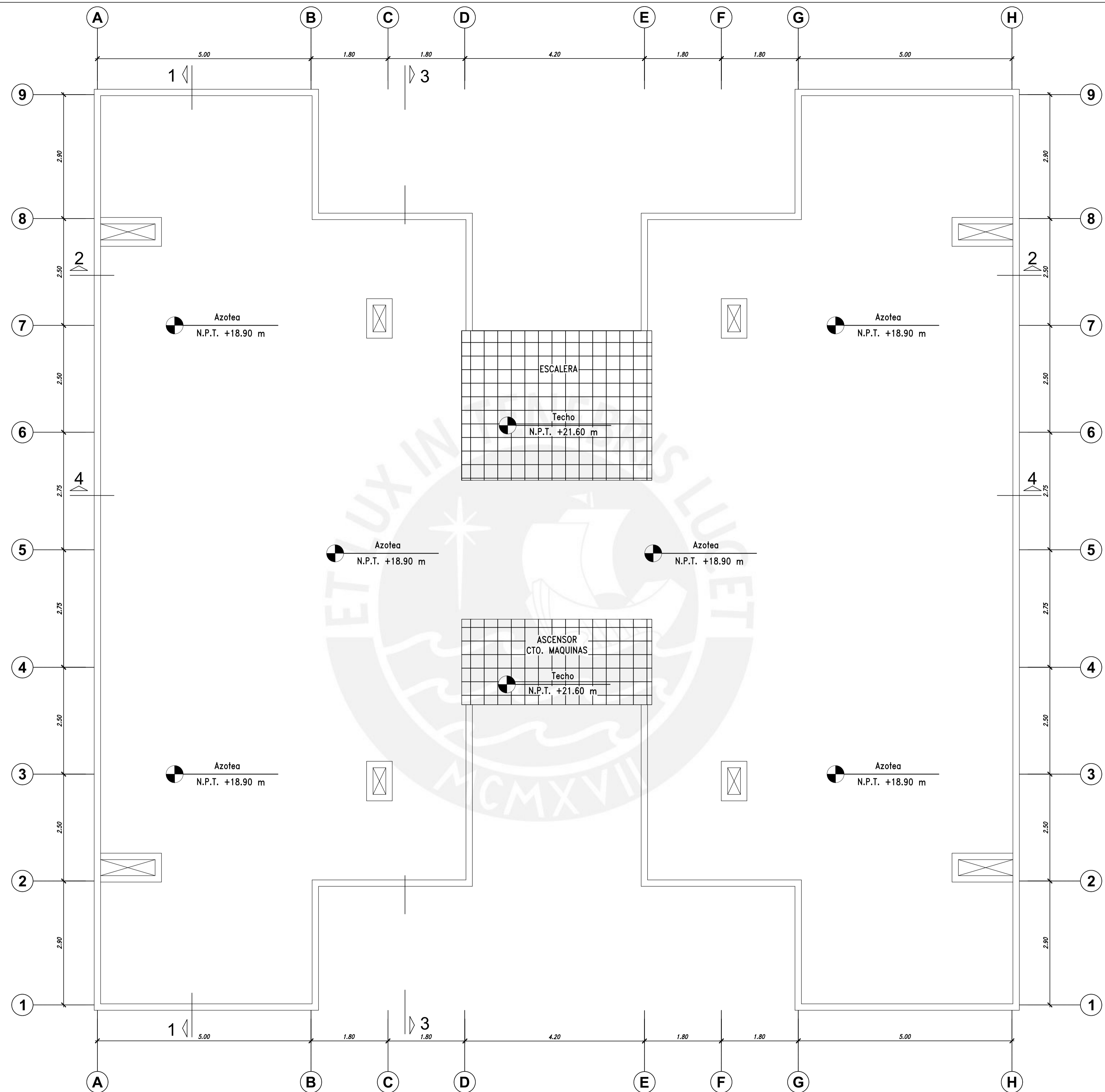
SEGUNDO AL SÉPTIMO NIVEL

 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		<h1 style="font-size: 2em;">A 02</h1>
	Proyecto: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
	Ubicación: DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		
	Plano: PLANO DE ARQUITECTURA – PISO TÍPICO		
BACH. MANUEL CUYA CAMARA		Dibujo: MCC	Escala: 1/50 Fecha: MARZO 2022



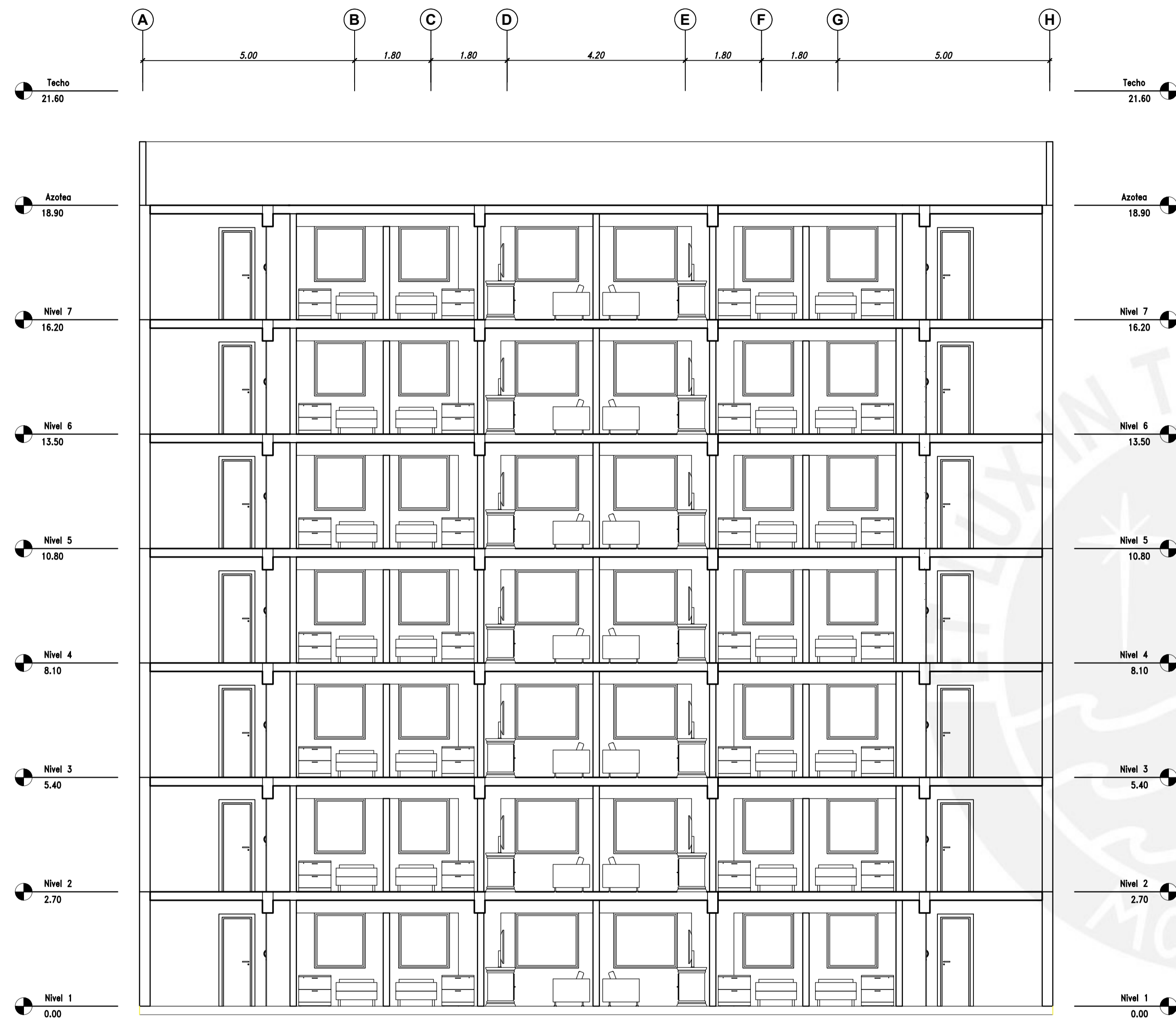
AZOTEA

 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		<h1 style="font-size: 2em;">A 03</h1>
	Proyecto: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
	Ubicación: DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		
	Plano: PLANO DE ARQUITECTURA – AZOTEA		
BACH. MANUEL CUYA CAMARA		Dibujo: MCC	Fecha: MARZO 2022

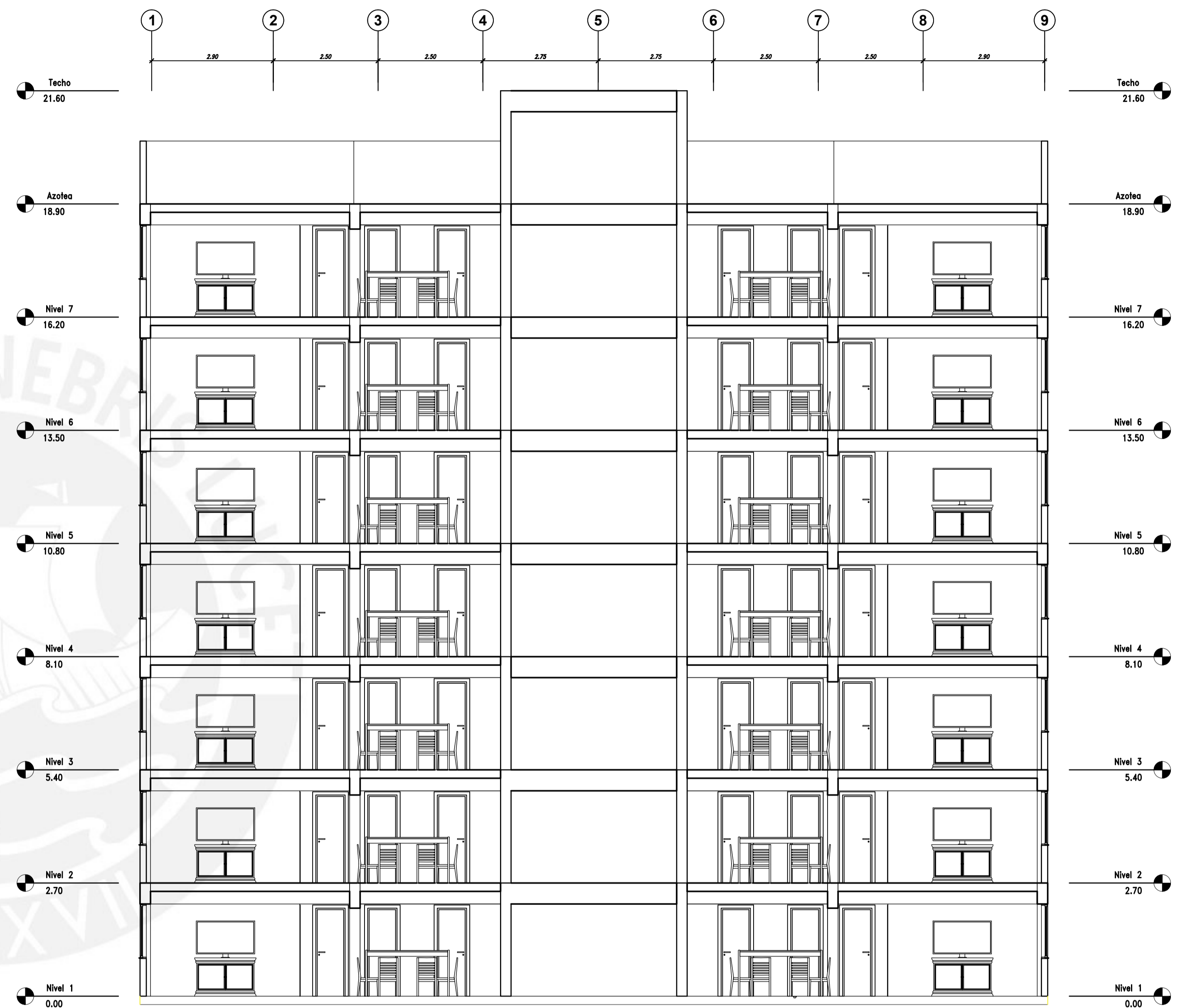


TECHO

 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		<h1 style="font-size: 2em;">A 04</h1>
	Proyecto: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
	Ubicación: DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		
	Plano: PLANO DE ARQUITECTURA – TECHO		
BACH. MANUEL CUYA CAMARA		Dibujo: MCC	Escala: 1/50 Fecha: MARZO 2022

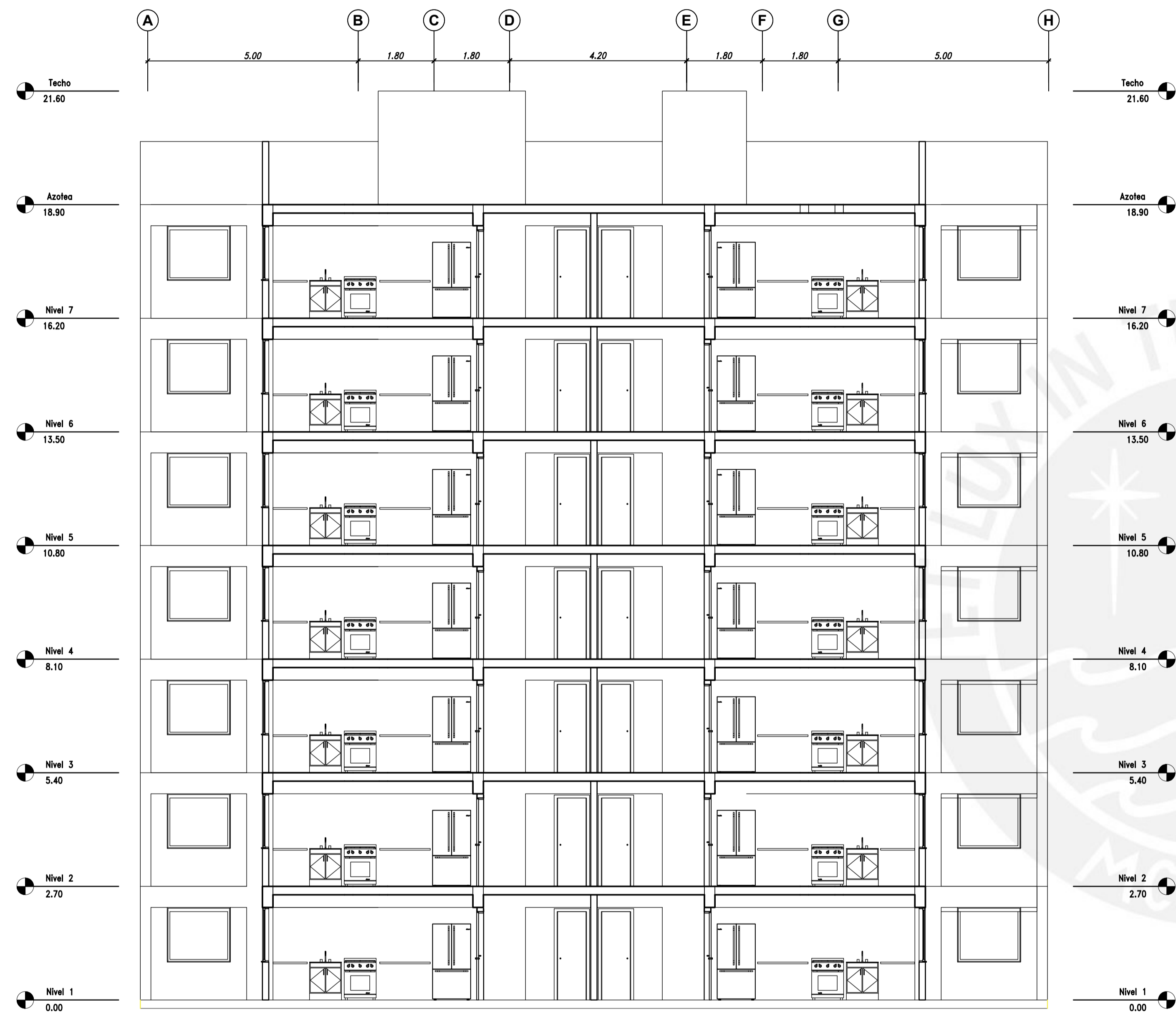


CORTE 1 - 1

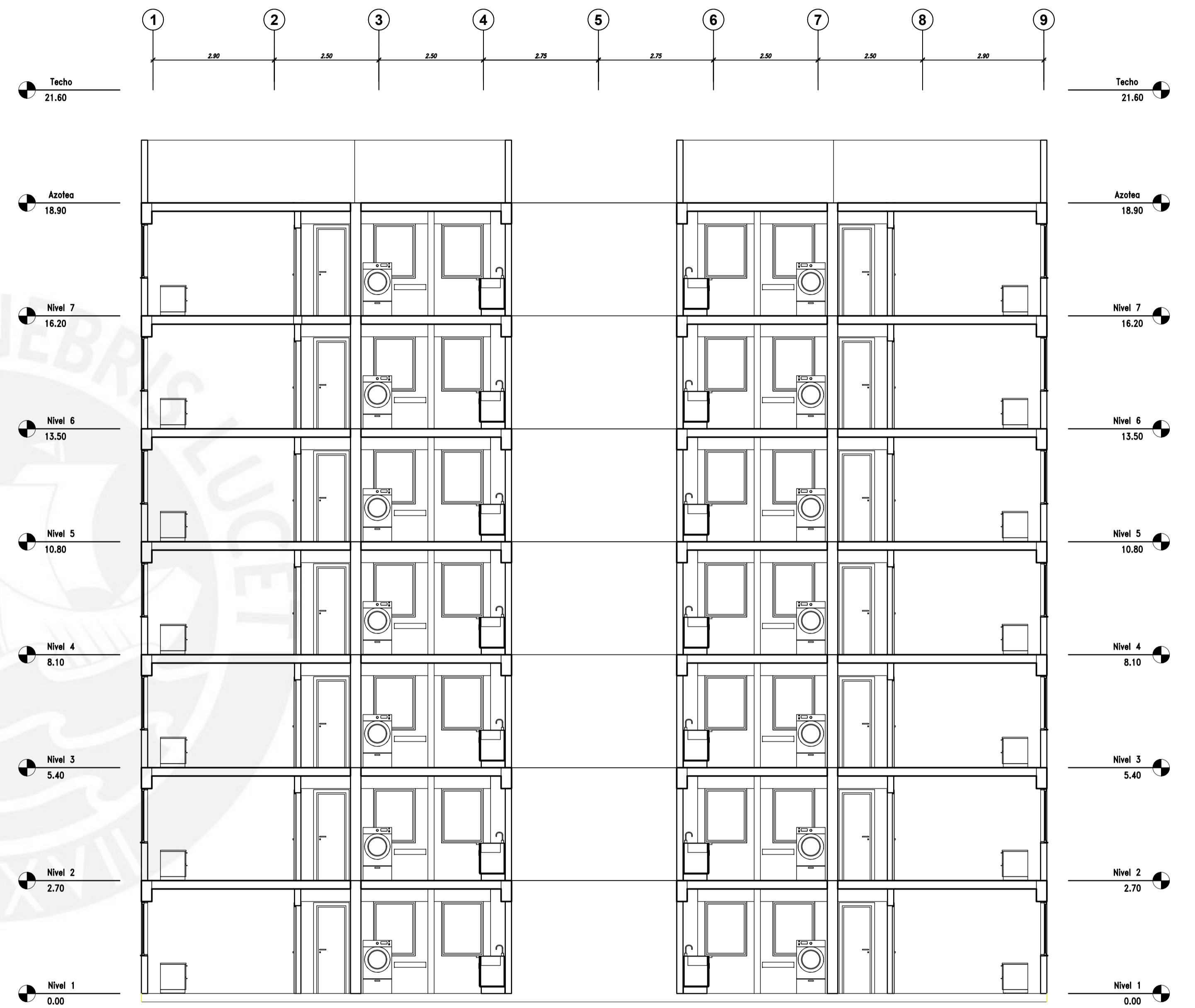


CORTE 2 - 2

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		<h1 style="font-size: 2em;">A 05</h1>
	Proyecto: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
	Ubicación: DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		
	Plano: PLANO DE ARQUITECTURA – CORTE 1 Y 2		
BACH. MANUEL CUYA CAMARA		Dibujo: MCC	Escala: 1/50 Fecha: MARZO 2022



CORTE 3 - 3



CORTE 4 - 4

 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		<h1 style="font-size: 2em; margin: 0;">A 06</h1>
	Proyecto: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
	Ubicación: DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		
	Plano: PLANO DE ARQUITECTURA – CORTE 3 Y 4		
BACH. MANUEL CUYA CAMARA	Dibujo: MCC	Fecha: MARZO 2022	Escala: 1/50

NOTAS GENERALES

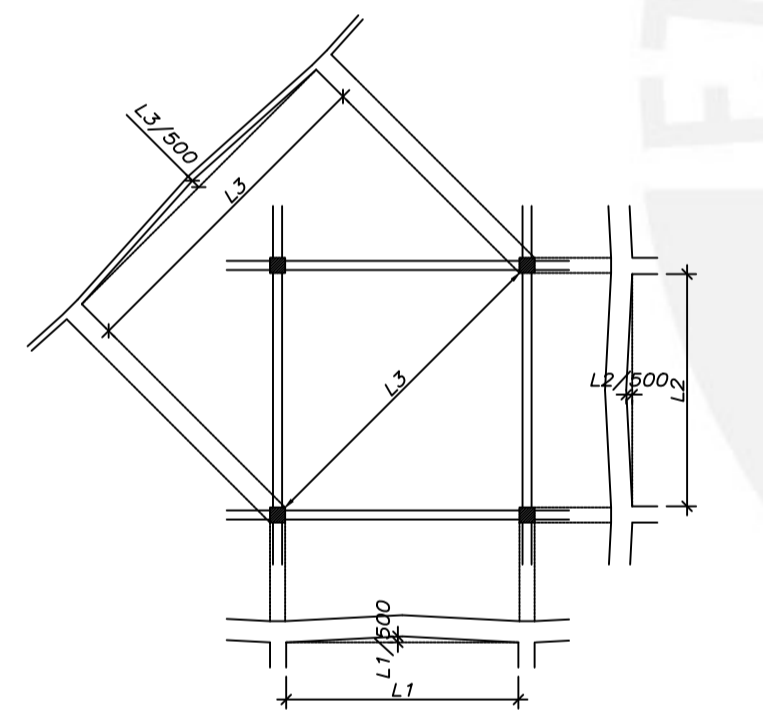
- 1) LAS COTAS INDICADAS EN LOS PLANOS MANDAN SOBRE LAS MEDIDAS EN PLANOS
- 2) EL TRAZO DEBERÁ REALIZARSE TOMANDO LAS MEDIDAS DE ARQUITECTURA.
- 3) ESTOS PLANOS DEBERÁN COMPLEMENTARSE CON LOS PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESPECIALIDADES.
- 4) CUALQUIER DISCREPANCIA EN LOS PLANOS DEBERÁ SER INFORMADA AL PROYECTISTA.
- 5) LAS MEDIDAS INDICADAS NO INCLUYEN ACABADOS.

NOMENCLATURAS

- NFZ = NIVEL DE FONDO DE ZAPATA O CIMENTO
 NFFZ = NIVEL DE FONDO DE FALSA ZAPATA O CIMENTO
 NPT = NIVEL DE PISO TERMINADO
 NFP = NIVEL DE FALSO PISO
 NIV = NIVEL
 S/E = SIN ESCALA

JUNTAS DE VACIADO

- 1) LAS JUNTAS DE VACIADO PARA LAS LOSAS Y VIGAS DEBERÁN REALIZARSE DENTRO DEL TERCIO CENTRAL DE LA LUZ ENTRE APOYOS.
- 2) LAS JUNTAS DE VACIADO EN VIGAS DENERÁN RETIRARSE UNA DISTANCIA MÍNIMA IGUAL AL PERALTE DEL ELEMENTO DE LOS ENCUENTROS VIGA-VIGA.
- 3) LAS JUNTAS DE VACIADO SERÁN VERTICALES.
- 4) ANTES DE REALIZAR EL NUEVO VACIADO, JUNTAS DEBERÁN SER TRATADAS, DEJÁNDOLAS LIMPIAS E INTENCIONALMENTE RUGOSAS.
- 5) CUANDO EL CONCRETO EN UNA JUNTA SE ENCUENTRE SECO, DEBERÁ SATURARSE DURANTE 8 HORAS CONTINUAS PREVIAS AL VACIADO. LA SUPERFICIE DEBERÁ SECARSE PARA QUE QUEDE HÚMEDA PERO LIBRE DE AGUA SUPERFICIAL.
- 6) PARA LOS CASOS QUE SE CUMPLAN TODAS ESTAS DISPOSICIONES, NO SERÁ NECESARIO EL USO DE ADHESIVO EPÓXICO.
- 7) EN CASO SE REQUIERAN JUNTAS DE VACIADO QUE NO CUMPLAN LOS PUNTOS 1 O 2 DE ESTAS ESPECIFICACIONES, SE DEBERÁ REALIZAR LA CONSULTA AL PROYECTISTA.



LOSAS SIN VIGAS INTERMEDIAS LOSAS O VIGAS EN VOLADIZO

DESENCOFRADO Y REAPUNTALAMIENTOS

- A. TIEMPOS MÍNIMOS DE DESENCOFRADO
1. LOS TIEMPOS MÍNIMOS DE DESENCOFRADO SERÁN LOS SIGUIENTES:
- | | |
|---------------------------------|----------|
| MUROS Y PLACAS DE CONCRETO | 24 HORAS |
| COLUMNAS | 24 HORAS |
| LADOS DE VIGAS | 24 HORAS |
| VIGAS HASTA 6m DE LUZ LIBRE | 14 DÍAS |
| VIGAS DE MÁS DE 6m DE LUZ LIBRE | 21 DÍAS |
| LOSAS HASTA 6m DE LUZ LIBRE | 7 DÍAS |
| LOSAS DE MÁS DE 6m DE LUZ LIBRE | 10 DÍAS |
2. ESTOS TIEMPOS PODRÁN REDUCIRSE HASTA UN MÍNIMO DE 14 DÍAS PARA VIGAS Y 7 DÍAS PARA LOSAS, SIEMPRE Y CUANDO SE VERIFIQUE QUE SE ALCANZE UNA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEL 90% DE LA RESISTENCIA ESPECIFICADA.
 3. CUANDO SE UTILICEN SISTEMAS DE ENCOFRADO QUE PERMITAN RETIRAR EL ENCOFRADO SIN AFECTAR LOS PUNTALES, LOS TIEMPOS DE DESENCOFRADO INDICADOS EN EL PUNTO 1 PODRÁN REDUCIRSE A LA MITAD, SIEMPRE Y CUANDO SE ASEGURE QUE SE ALCANZE UN 75% DE LA RESISTENCIA ESPECIFICADA DEL CONCRETO. EL APUNTALAMIENTO DEBERÁ MANTENERSE INTACTO LOS TIEMPOS INDICADOS EN EL PUNTO 1 DE ESTA ESPECIFICACIÓN.
- B. REAPUNTALAMIENTOS
4. PARA EL VACIADO DE UNA LOSA, SE DEBERÁ TENER COMO MÍNIMO UN NIVEL ENCOFRADO SIN AFECTAR LOS PUNTALES, LOS TIEMPOS DE DESENCOFRADO SE ENCUENTRE SOBRE EL NIVEL DEL TERRENO), DE TAL MANERA QUE EL PESO DE LA LOSA A VACIAR SEA DISTRIBUIDO EN DOS NIVELES.
 5. LOS DOS NIVELES DE SOPORTE INDICADOS EN EL PUNTO 1 DEBERÁN HABER ALCANZADO COMO MÍNIMO EL 90% DEL $f'c$ ESPECIFICADO. EN CASO CONTRARIO, SE REQUERIRÁ UN NIVEL DE ENCOFRADO Y DOS NIVELES DE APUNTALAMIENTO, DE TAL MANERA QUE EL PESO DEL VACIADO SEA SOPORTADO POR 3 LOSAS.
 6. EL REAPUNTALAMIENTO DEBERÁ MANTENERSE HASTA EL DÍA PREVIO EN QUE SE PUEDAN RETIRAR LOS PUNTALES DEL NIVEL ENCOFRADO (VER PUNTOS 1 AL 3).

ESPECIFICACIONES CONCRETO ARMADO

CEMENTO:
 CEMENTO TIPO I

CONCRETO ARMADO
 CIMIENTOS Y ZAPATAS: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 VIGAS DE CIMENTACIÓN: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 COLUMNAS Y PLACAS: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 LOSAS Y VIGAS: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 ESCALERAS Y PARAPETOS: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO SIMPLE
 FALSAS ZAPATAS: CONCRETO CICLÓPEO $f'c=100 \text{ Kg/cm}^2+30\%$ PIEDRA GRANDE
 SOLADOS (CONSIDERAR 3" EN GENERAL): T.M. 10", $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$

ACERO
 BARRAS CORRUGADAS ASTM A-615 (GRADO 60) $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS
 CONCRETO VACIADO CONTRA EL TERRENO: 7.5cm
 SUPERFICIES ENCOFRADAS O SUPERIORES EXPUESTAS A LA INTEMPERIE, AL AIRE SATURADO, SUMERGIDAS O EN CONTACTO CON EL TERRENO, INCLUYENDO ESTRIBOS, GANCHOS O ESPIRALES:
 BARRAS DE 3/4" ó MAYORES: 5.0cm
 BARRAS DE 5/8" ó MENORES: 4.0cm

RESTO DE CASOS:
 REFUERZO DE COLUMNAS O VIGAS, INCLUYENDO ESTRIBOS, GANCHOS O ESPIRALES:
 ELEMENTOS DE ESPESOR < 23cm: 2.0cm
 RESTO DE ELEMENTOS: 4.0cm
 LOSAS, MUROS Y VIGUETAS DE TECHO:
 BARRAS DE 3/4" ó MAYORES: 4.0cm
 BARRAS DE 5/8" ó MENORES: 2.0cm

NOTA: LAS JUNTAS DE VACIADO DE LA CISTERNA DEBERÁN LLEVAR SELLO HIDROEXPANSIVO SUPERSTOP DE EUCCO O SIMILAR; JUNTAS EN MUROS, EN PISO Y ENTRE PISO Y MUROS.

CONTRAFLECHAS GENERALES

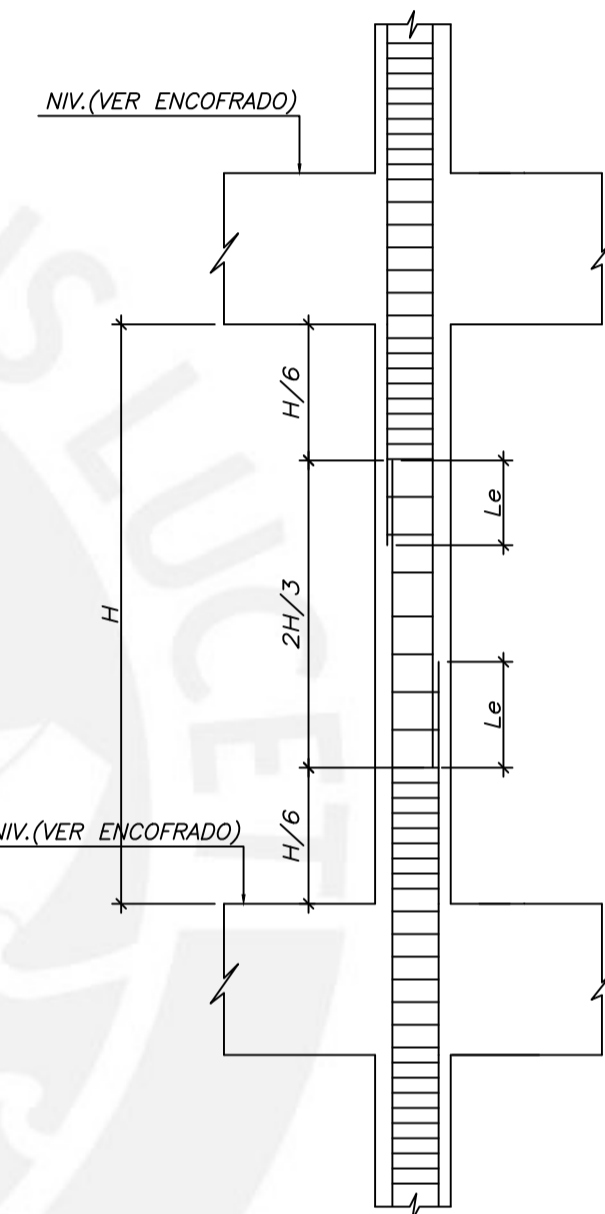
- 1) LOS PAÑOS DE TECHO CON LUCES ENTRE APOYOS MAYORES A 7m DEBERÁN LLEVAR LAS CONTRAFLECHAS GENERALES QUE SE MUESTRAN EN EL SIGUIENTE ESQUEMA, SALVO SE ESPECIFIQUE ALGO DISTINTO EN LOS PLANOS DEL PROYECTO.
- 2) LAS LOSAS Y VIGAS EN VOLADIZO CON LUCES MAYORES A 2m DEBERÁN LLEVAR UNA CONTRAFLECHA IGUAL A LA LUZ LIBRE / 160.

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

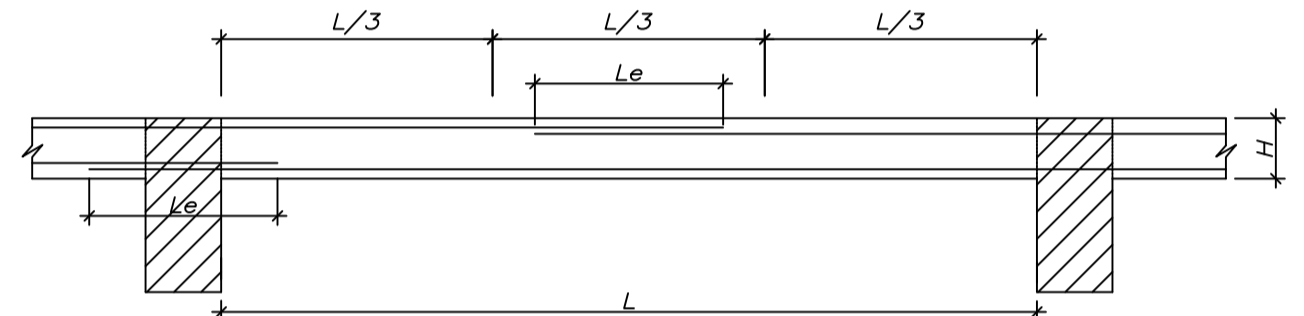
- DIRECCIÓN X-X: PARALELA A EJES DE NÚMEROS
 DIRECCIÓN Y-Y: PARALELA A EJES DE LETRAS
- SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:
 DIRECCIÓN X-X: PLACAS DE CONCRETO ARMADO
 DIRECCIÓN Y-Y: PLACAS DE CONCRETO ARMADO
 - PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN: $T_x=0.42s$, $T_y=0.47s$
 - PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:
 FACTOR DE ZONA (ZONA 4): $Z=0.45$
 FACTOR DE SUELO (TIPO S1): $S=1.0$, $T_p=0.4s$, $T_L=2.5s$
 FACTOR DE CATEGORÍA (CAT. C): $U=1.0$
 FACTORES DE REDUCCIÓN: $R_x=6.0 \times 0.75=4.5$, $R_y=6.0 \times 1=6$
 IRREGULARIDADES EN PLANTA: IRREGULARIDAD TORSIONAL NO PRESENTA
 IRREGULARIDADES EN ALTURA: NO PRESENTA
 - FUERZA CORTANTE EN LA BASE: $V_x=336.53 \text{ Ton}$, $V_y=375.40 \text{ Ton}$
 - DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS: $D_x=1.6cm$, $D_y=1.5cm$
 - DERIVAS: $D_x/h=0.0057$, $D_y/h=0.0041$

EMPALMES TRASLAPADOS

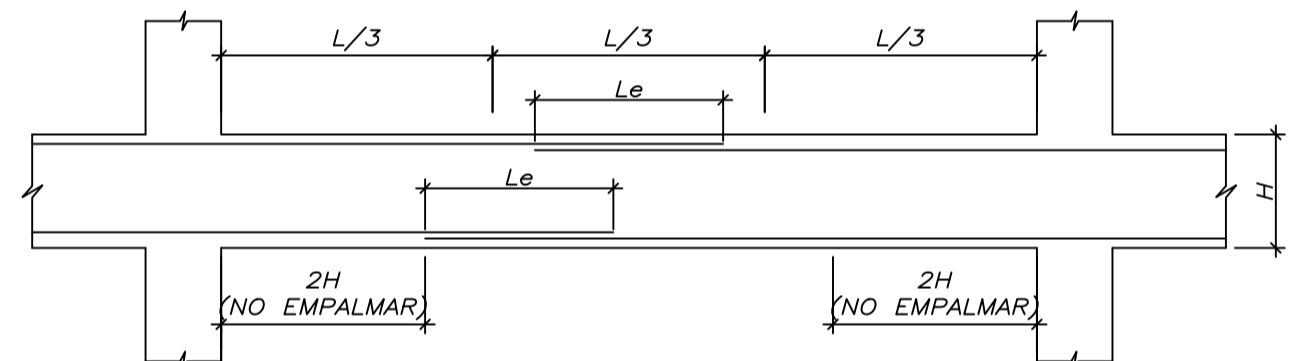
Ø	BARRAS SUPERIORES	OTRAS BARRAS	NOTAS:
1/4"	30	30	1) LAS BARRAS SUPERIORES SON BARRAS HORIZONTALES COLOCADAS SOBRE 30cm Ó MÁS DE CONCRETO FRESCO. EL REFUERZO HORIZONTAL DE MUROS SE CONSIDERARÁ COMO "BARRAS SUPERIORES". EL REFUERZO VERTICAL PODRÁ SER CONSIDERADO COMO "OTRAS BARRAS". 2) SE PERMITIRÁ EL USO DE EMPALMES MECÁNICOS DE PRESIÓN TIPO-2 EN REEMPLAZO DE LOS EMPALMES TRASLAPADOS. 3) EN CASO DE EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN O EMPALMAR FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁN AUMENTAR LAS LONGITUDES DE TRASLAPE EN UN 30%.
3/8"	45	35	
1/2"	60	45	
5/8"	75	60	
3/4"	90	70	
1"	150	115	
1 3/8"	200	155	



DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS, PLACAS Y MUROS PARA REFUERZO VERTICAL



EMPALMES TRASLAPADOS LOSAS Y VIGAS CHATAS

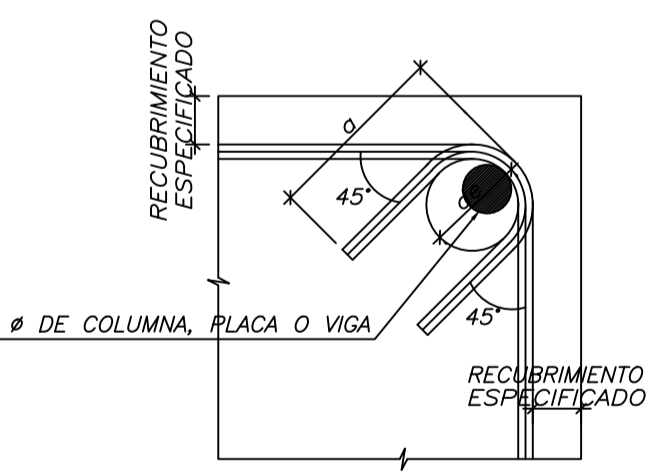


EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS

CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO POR LA EMPRESA MYM CONSULTORES SRL (ING. MAGGIE MARTINELLI):

TIPO DE CIMENTACIÓN: CONVENCIONAL: ZAPATAS Y/O CIMIENTOS CORRIDOS
 PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN: 1.20m RESPECTO DEL NIVEL DEL SÓTANO INFERIOR
 PRESIÓN ADMISIBLE: 4.0 Kg/cm²
 FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE: MAYOR A 3.0 (ESTÁTICO) Y 2.5 (DINÁMICO)
 ESTRATO DE APOYO: GRAVA ARENOSA MAL GRADUADA MEDIANAMENTE DENSA A DENSA
 NAPA FREÁTICA: NO SE DETECTÓ
 AGRESIVIDAD DEL TERRENO: NO SE DETECTÓ
 TIPO DE SUELO (NTE E.030): S1, S=1.00, $T_p=0.4s$, $T_L=2.5s$
 EMPUJE DE TIERRAS: TIPO DE SUELO: GRAVA ARENOSA
 COHESIÓN: $c=0.30 \text{ Kg/cm}^2$
 ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA $\phi=38^\circ$
 COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO $K_a=0.20$
 COEFICIENTE DE EMPUJE DE TIERRAS EN REPOSO $K_0=0.30$
 COEFICIENTE DE EMPUJE PASIVO $K_p=4.00$
 PESO VOLUMÉTRICO DEL SUELO $\gamma=1.9 \text{ Ton/m}^3$



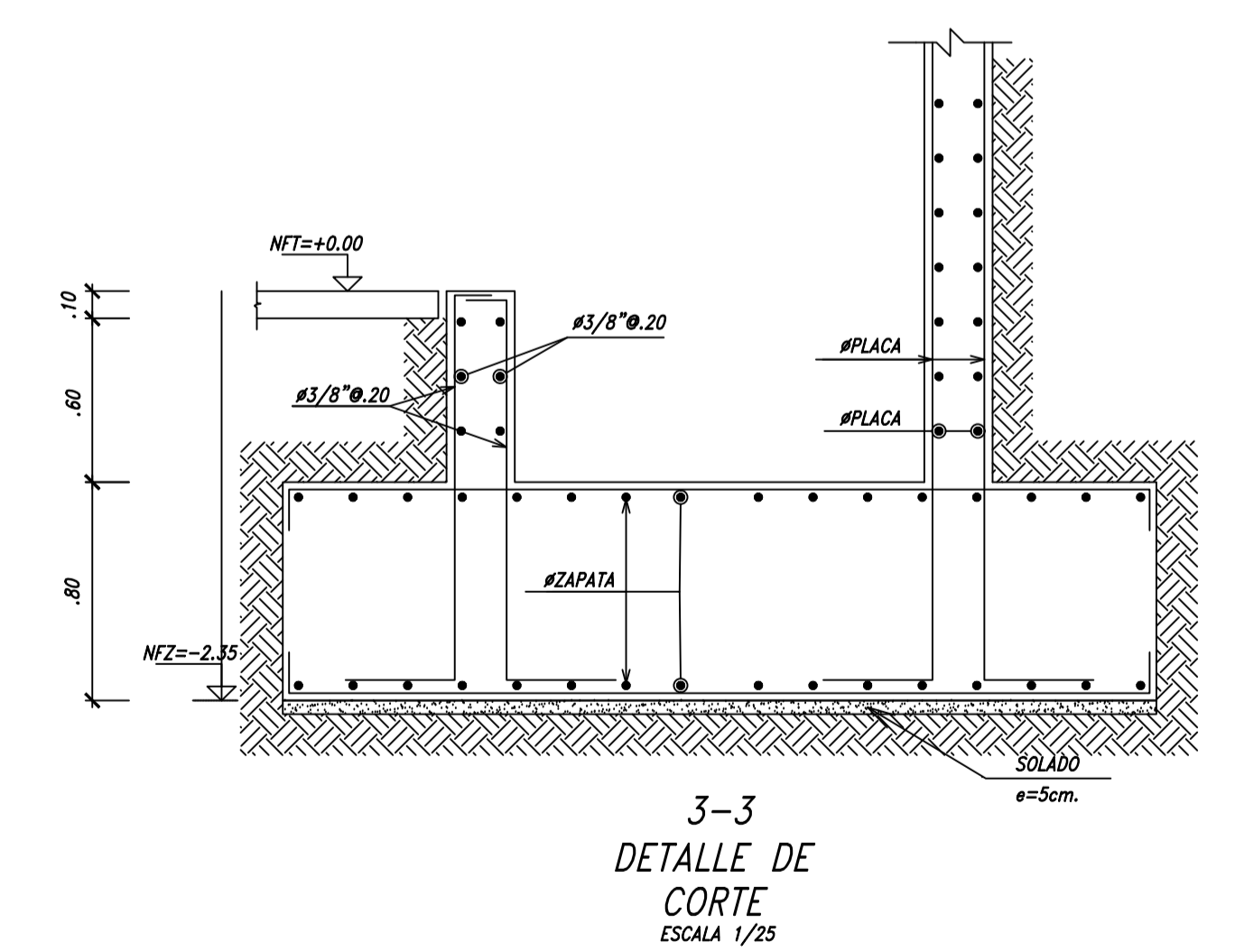
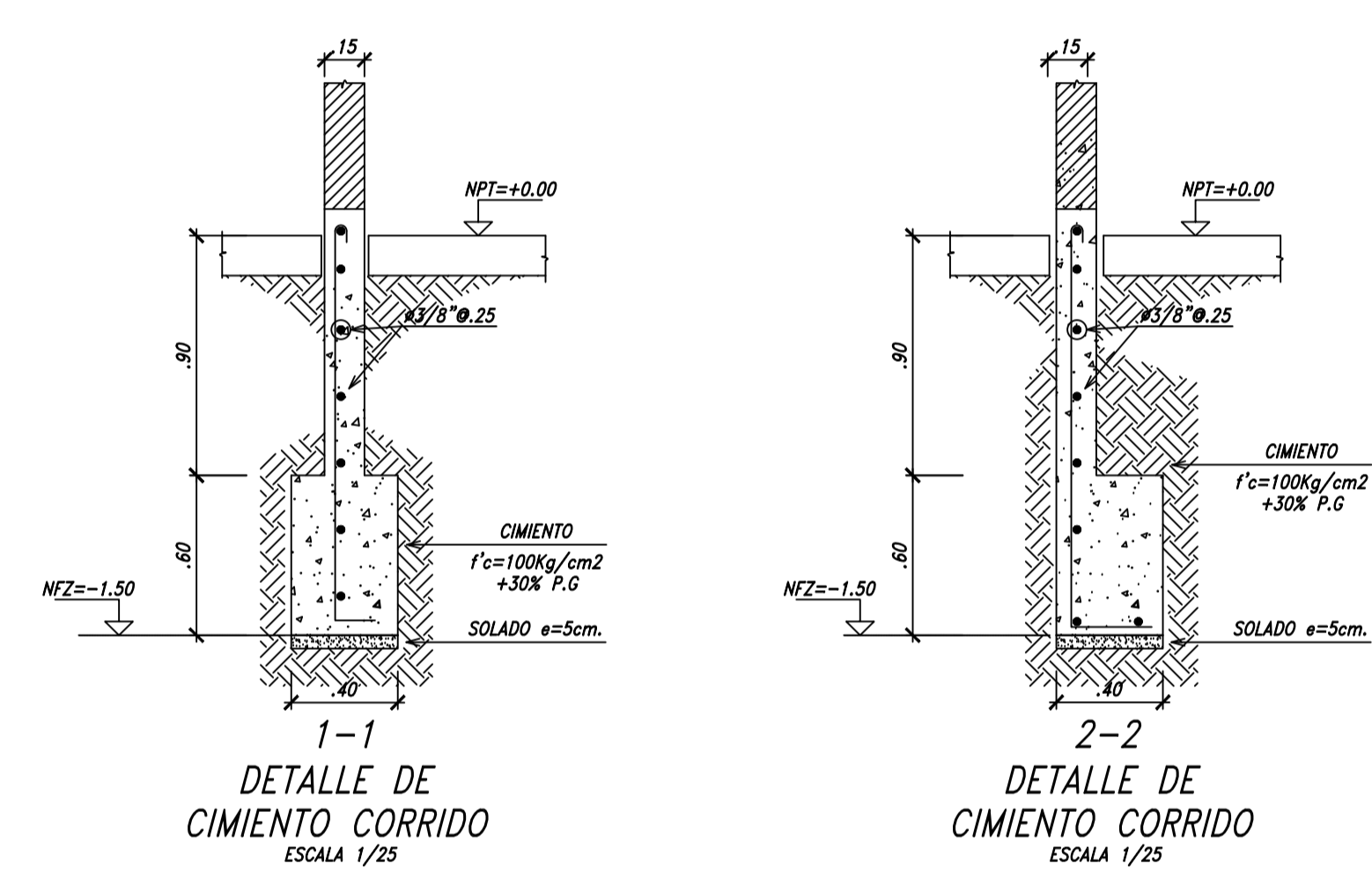
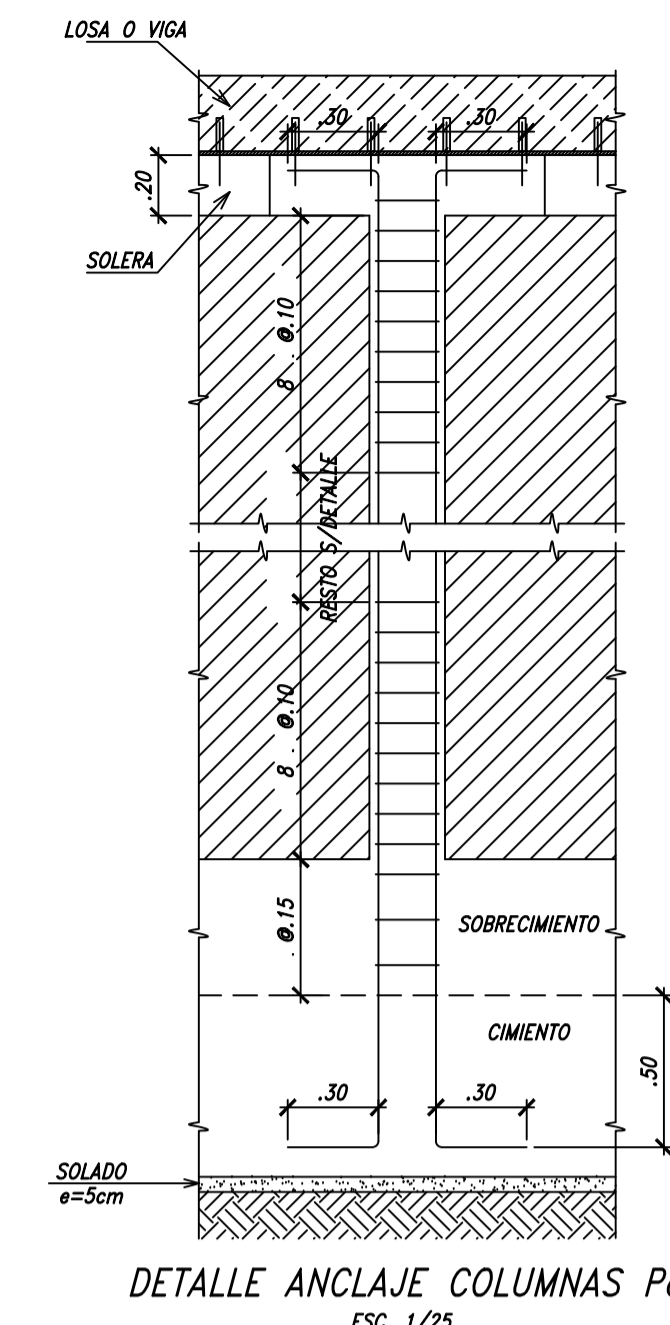
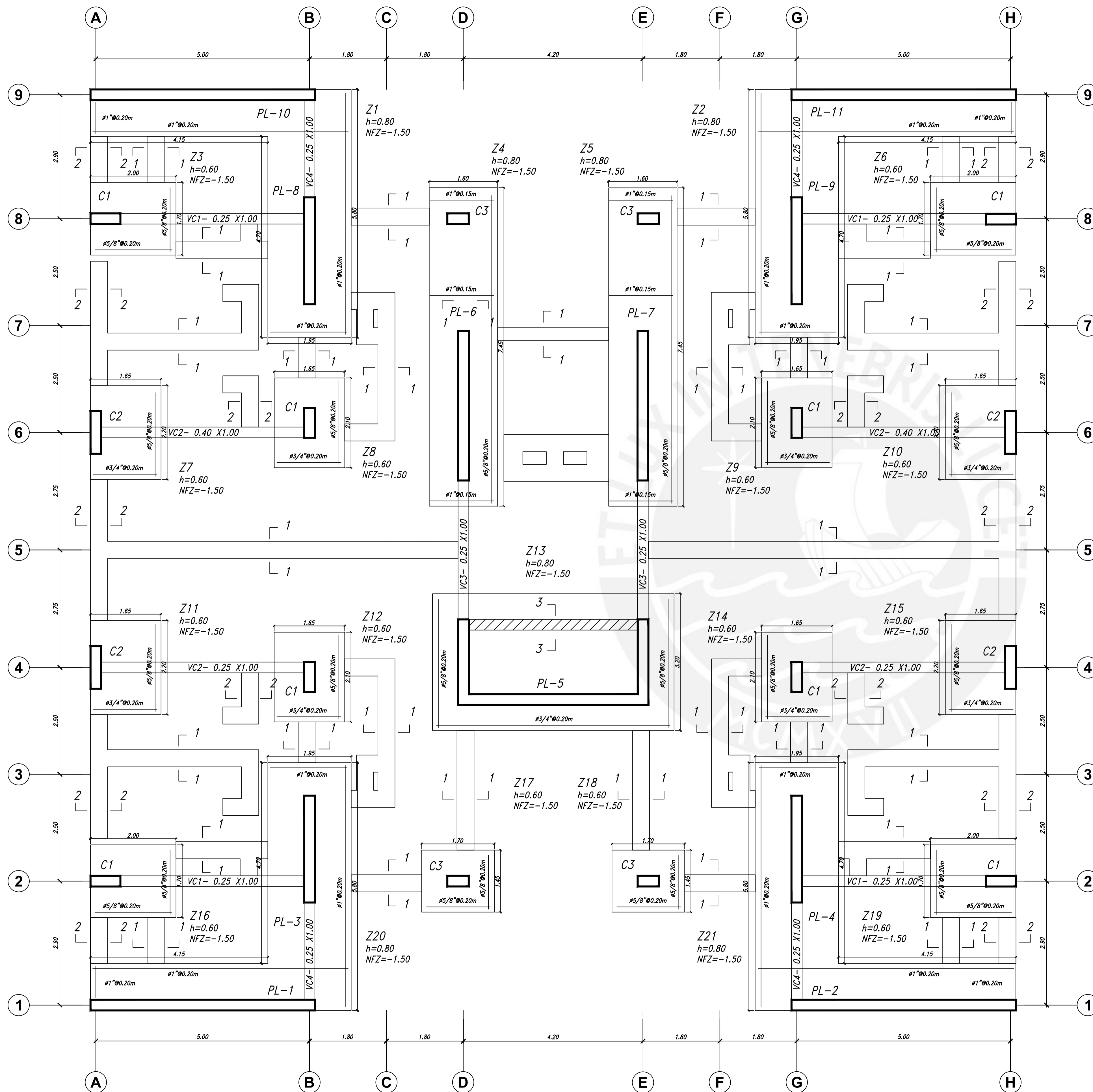
Ø	a (cm)	b* (cm)	c (cm)
1/4"	4	10	9
3/8"	6	15	11
1/2"	8	20	12
5/8"	10	25	13
3/4"	12	30	16
1"	16	40	21
1 3/8"	28	60	32

DOBLADO GANCHOS A 90° Y 180°
 *SALVO SE INDIQUE UNA LONGITUD MAYOR EN LOS PLANOS.

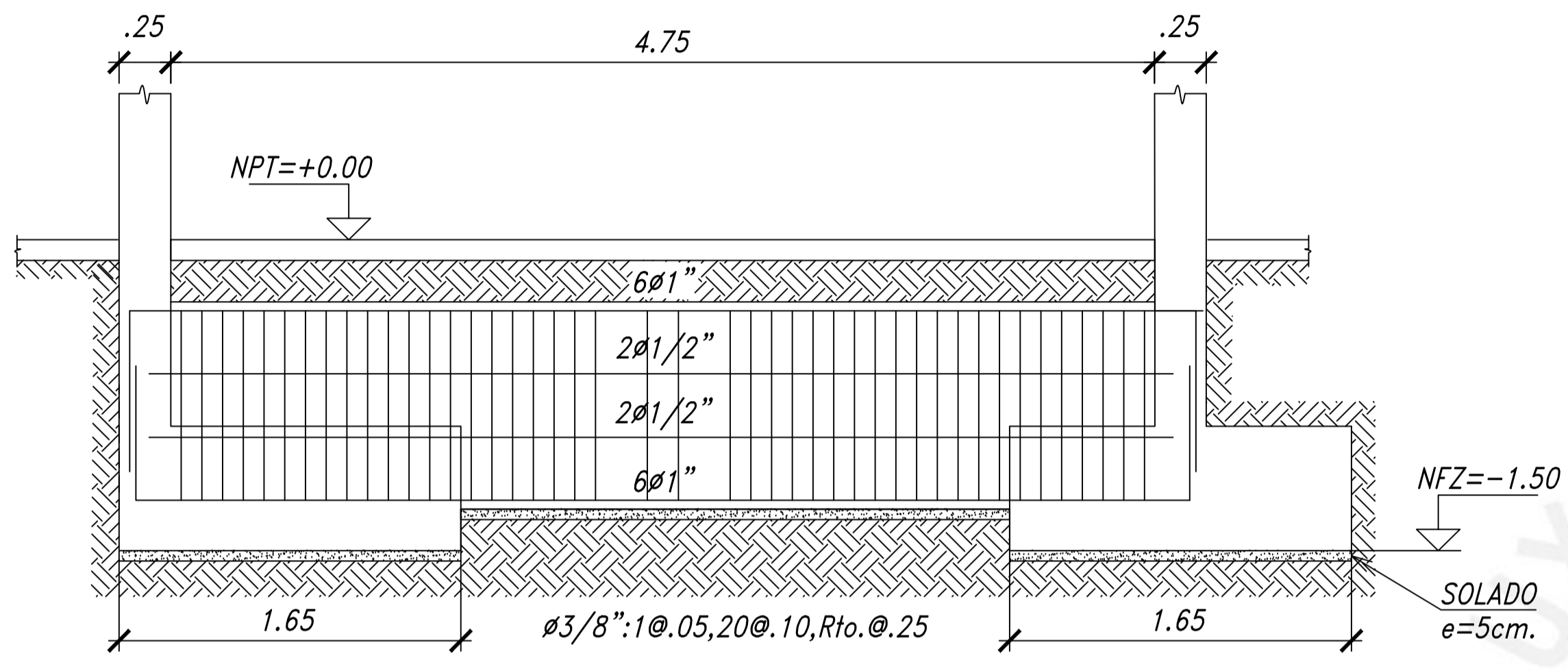
DOBLADO DE ESTRIBOS

Ø	de (cm)	a (cm)
1/4"	3	10
3/8"	5	13
1/2"	6	18
5/8"	8	23

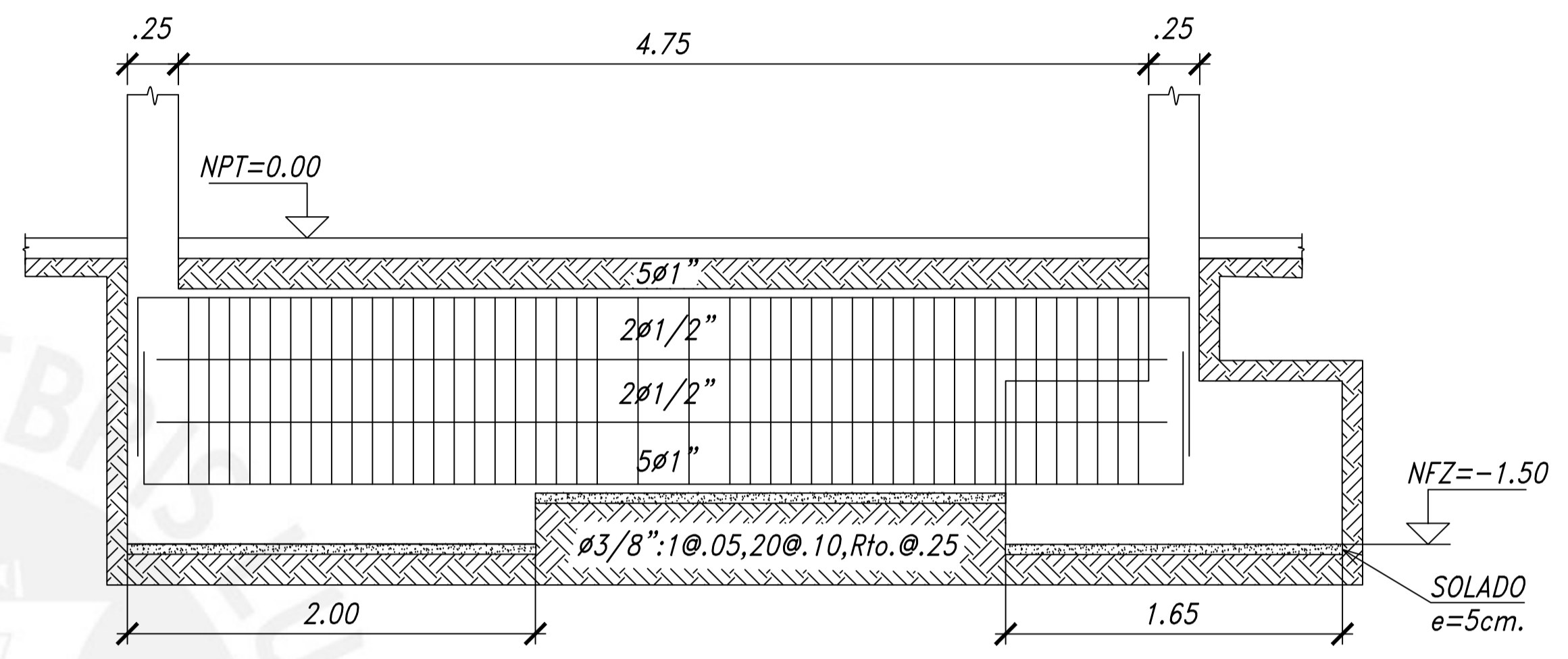
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ Proyecto: EDIFICIO MULTIFAMILIAR Ubicación: DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA Plano: PLANO DE ESPECIFICACIONES – TÉCNICAS	E 01
	BACH. MANUEL CUYA CAMARA	



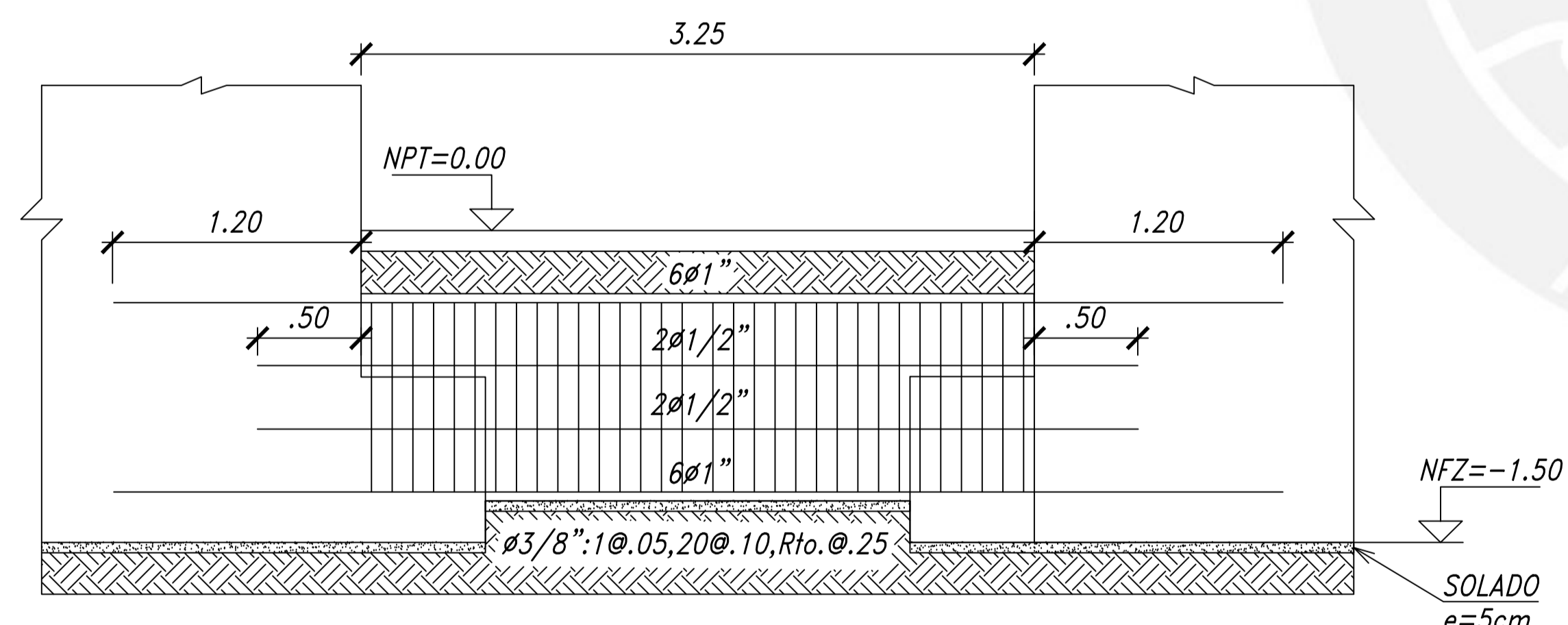
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		E 02	
	Proyecto:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
	Ubicación:	DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		
	Plano:	PLANO DE CIMENTACIÓN		
BACH. MANUEL CUYA CAMARA		Dibujo: MCC	Fecha: MARZO 2022	



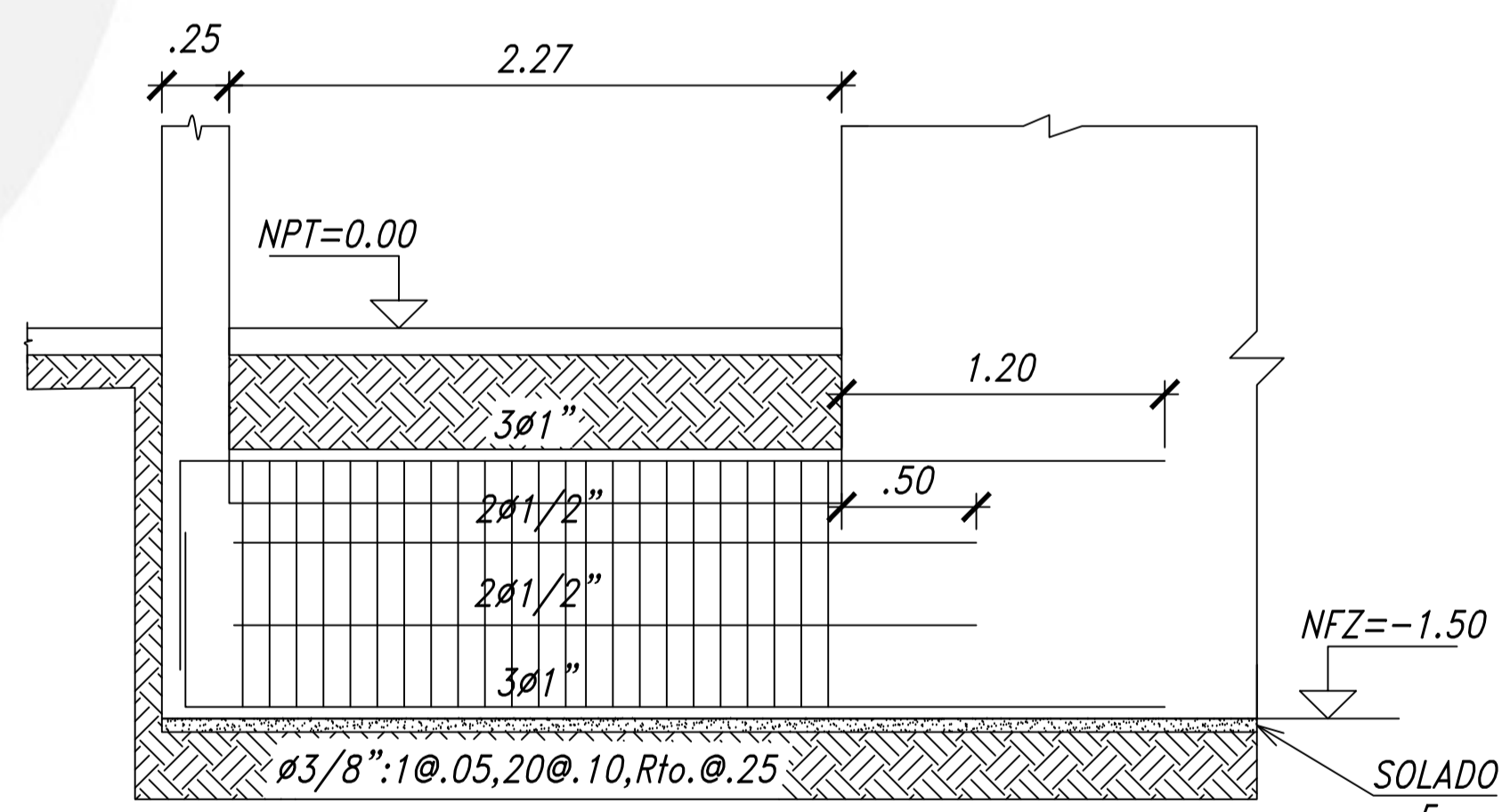
VC-1 .25x1.00



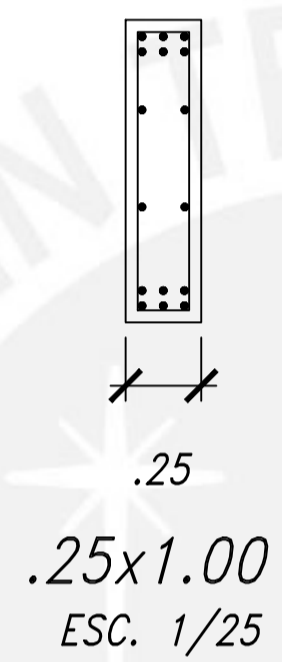
VC-3 .25x1.00



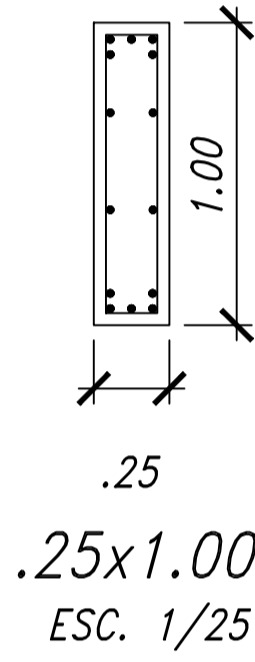
VC-2 .25x1.00



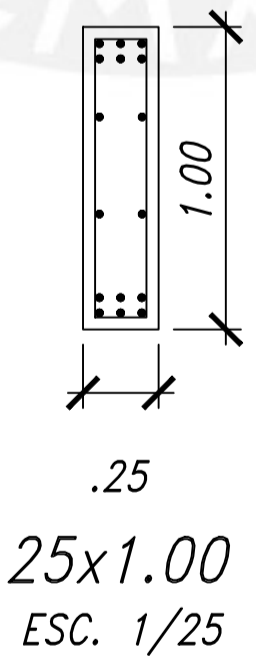
VC-4 .25x1.00



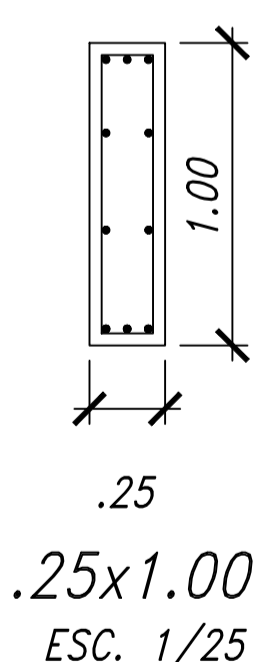
.25x1.00
ESC. 1/25



.25x1.00
ESC. 1/25



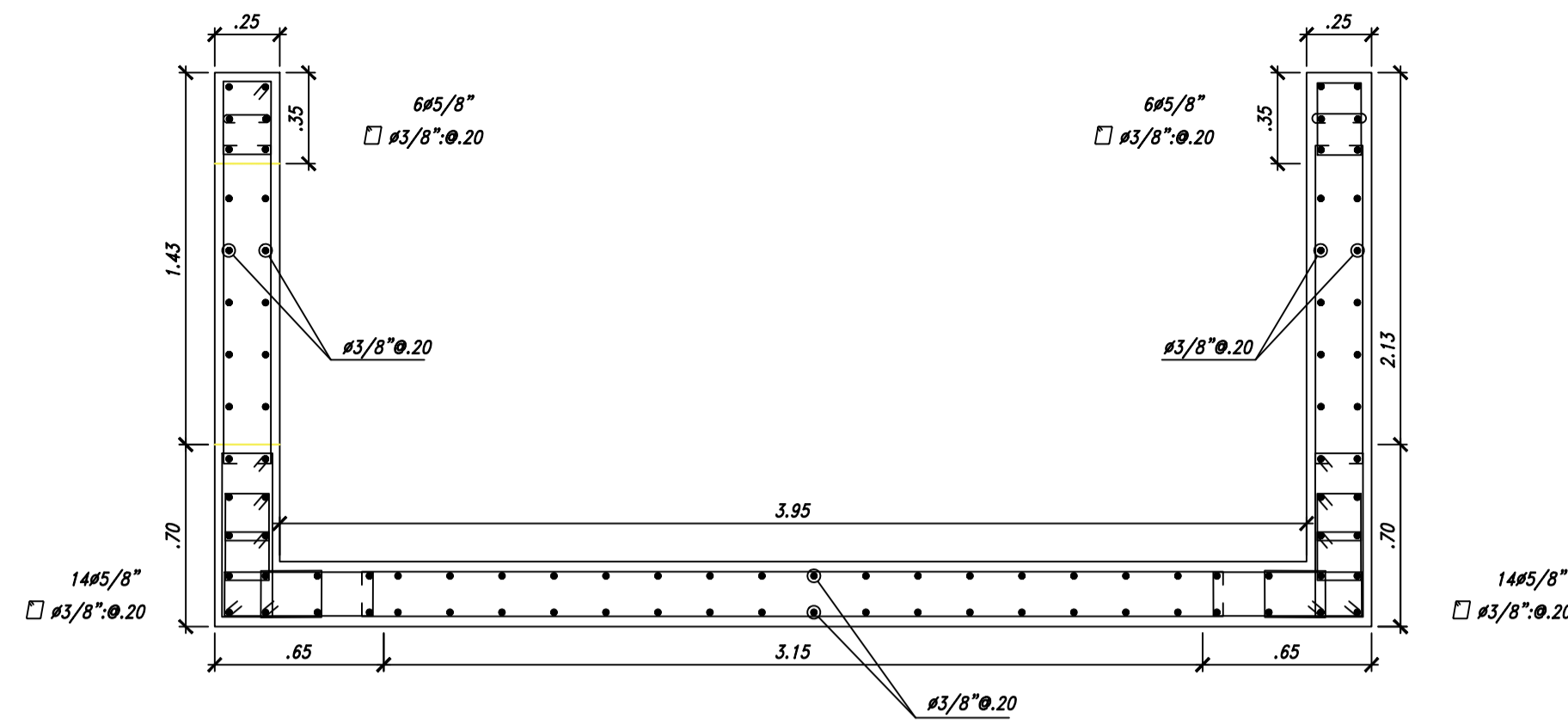
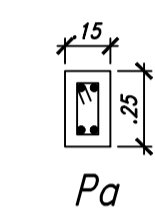
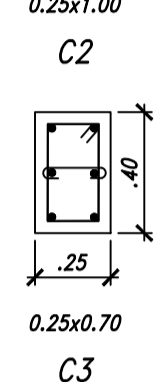
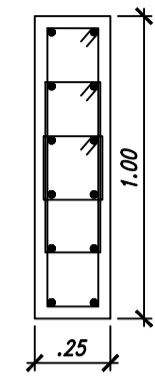
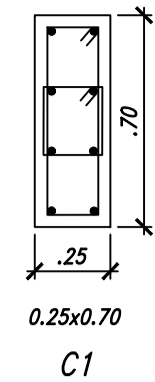
.25x1.00
ESC. 1/25



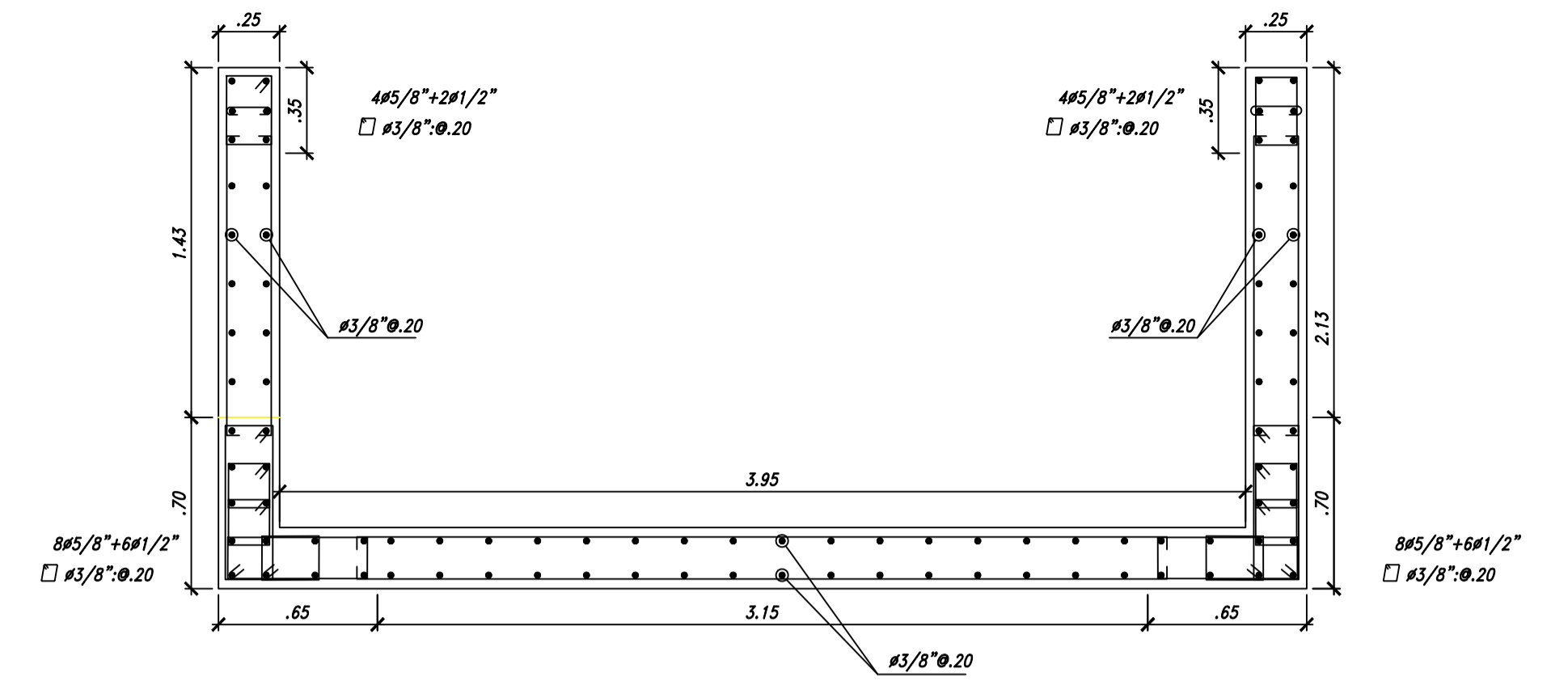
.25x1.00
ESC. 1/25

 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>		<p>E 03</p>
	<p>Proyecto: EDIFICIO MULTIFAMILIAR</p>		
	<p>Ubicación: DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA</p>		
	<p>Plano: PLANO DE DETALLE DE CIMENTACIÓN</p>		
<p>BACH. MANUEL CUYA CAMARA</p>		<p>Dibujo: MCC</p>	<p>Escala: 1/50 Fecha: MARZO 2022</p>

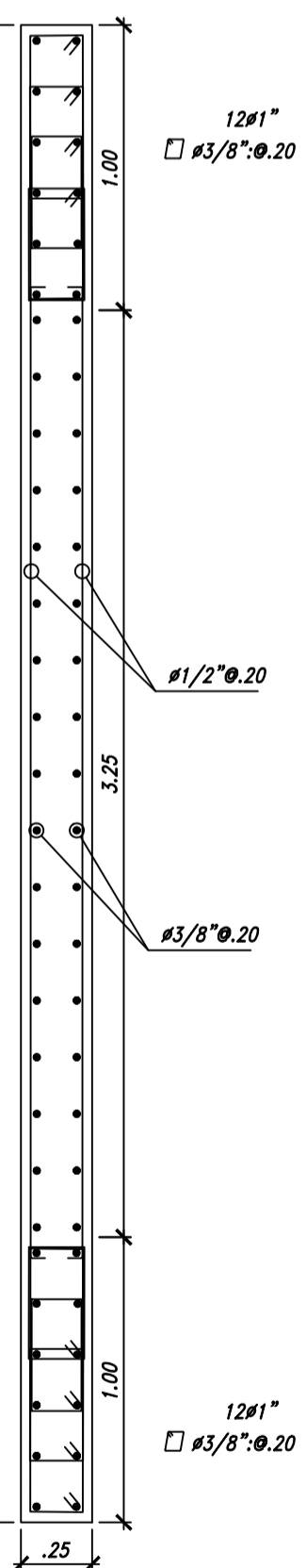
CUADRO DE COLUMNAS				
PISO	C1	C2	C3	Pa
1° PISO	0.25x0.70 8 # 5/8" □ #3/8":10.05,70,10, Rto0.25	0.25x1.00 12#5/8" □ #3/8":100.05,100.10, Rto0.25	0.25x0.40 6 # 5/8" □ #3/8":10.05,50.10, Rto0.25	0.15x0.25 4 # 1/2" □ #3/8":10.05,80.10, Rto0.25
2° PISO	0.25x0.70 8 # 5/8" □ #3/8":10.05,70.10, Rto0.25	0.25x1.00 12#5/8" □ #3/8":100.05,100.10, Rto0.25	0.25x0.40 6 # 5/8" □ #3/8":10.05,50.10, Rto0.25	0.15x0.25 4 # 1/2" □ #3/8":10.05,80.10, Rto0.25
3° PISO	0.25x0.70 8 # 5/8" □ #3/8":10.05,70.10, Rto0.25	0.25x1.00 12#5/8" □ #3/8":100.05,100.10, Rto0.25	0.25x0.40 6 # 5/8" □ #3/8":10.05,50.10, Rto0.25	0.15x0.25 4 # 1/2" □ #3/8":10.05,80.10, Rto0.25
4° PISO	0.25x0.70 8 # 5/8" □ #3/8":10.05,70.10, Rto0.25	0.25x1.00 12#5/8" □ #3/8":100.05,100.10, Rto0.25	0.25x0.40 6 # 5/8" □ #3/8":10.05,50.10, Rto0.25	0.15x0.25 4 # 1/2" □ #3/8":10.05,80.10, Rto0.25
5° PISO	0.25x0.70 8 # 5/8" □ #3/8":10.05,70.10, Rto0.25	0.25x1.00 12#5/8" □ #3/8":100.05,100.10, Rto0.25	0.25x0.40 6 # 5/8" □ #3/8":10.05,50.10, Rto0.25	0.15x0.25 4 # 1/2" □ #3/8":10.05,80.10, Rto0.25
6° PISO	0.25x0.70 8 # 5/8" □ #3/8":10.05,70.10, Rto0.25	0.25x1.00 12#5/8" □ #3/8":100.05,100.10, Rto0.25	0.25x0.40 6 # 5/8" □ #3/8":10.05,50.10, Rto0.25	0.15x0.25 4 # 1/2" □ #3/8":10.05,80.10, Rto0.25
7° PISO	0.25x0.70 8 # 5/8" □ #3/8":10.05,70.10, Rto0.25	0.25x1.00 12#5/8" □ #3/8":100.05,100.10, Rto0.25	0.25x0.40 6 # 5/8" □ #3/8":10.05,50.10, Rto0.25	0.15x0.25 4 # 1/2" □ #3/8":10.05,80.10, Rto0.25



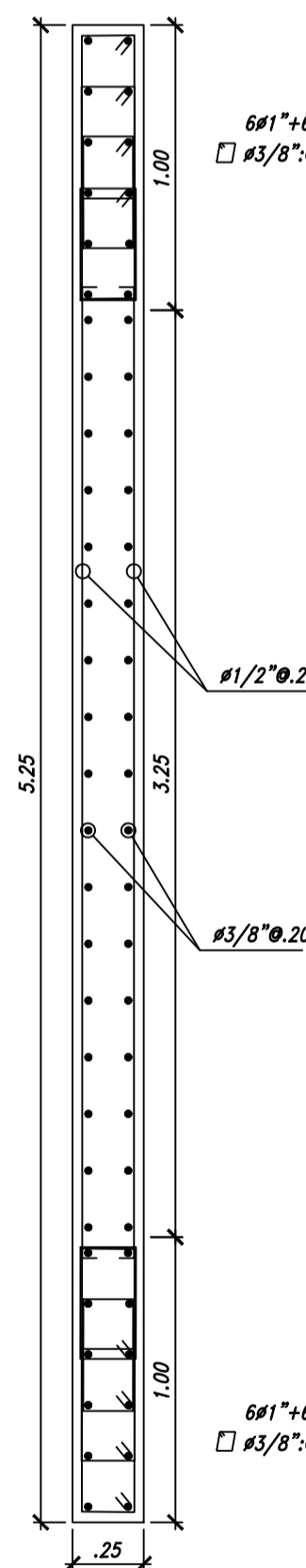
PLACA PL-5
PISO 1 AL PISO 3
ESCALA 1/25



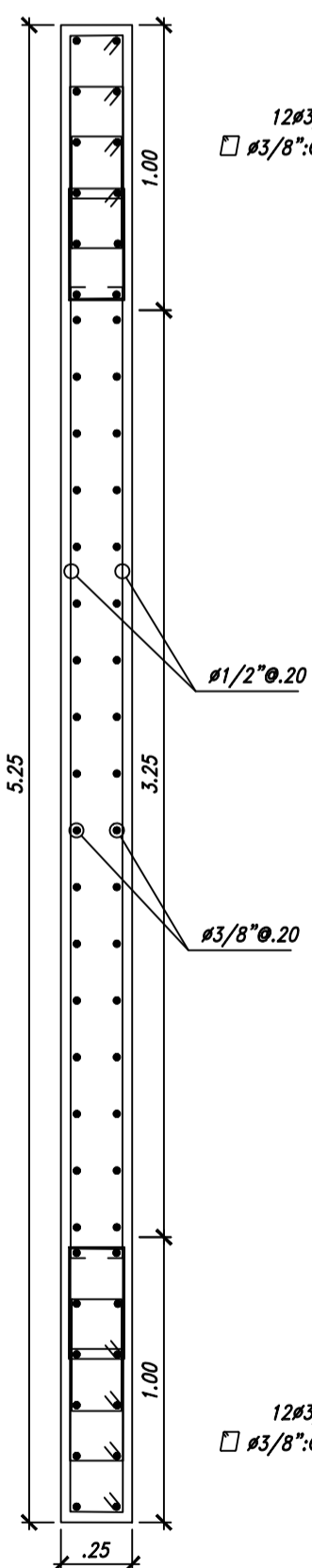
PLACA PL-5
PISO 4 AL PISO 6
ESCALA 1/25



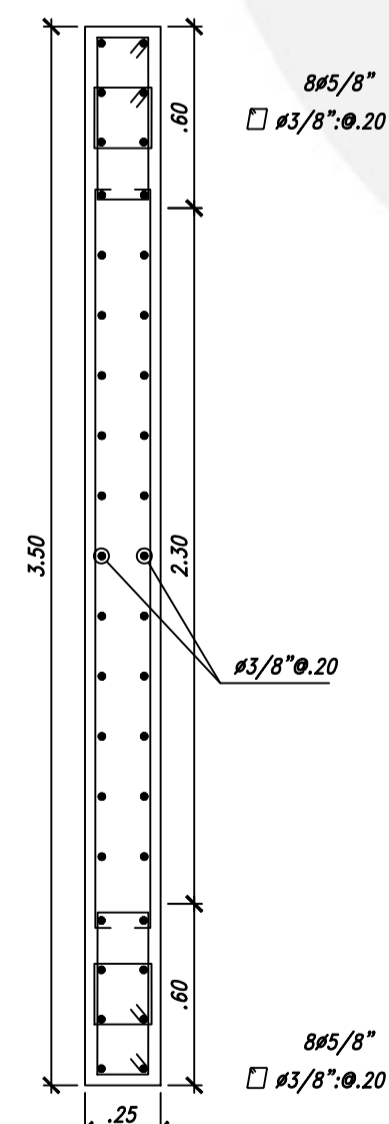
PLACA PL-1, PL-2
PL-10, PL-11
PISO 1 AL PISO 3
ESCALA 1/25



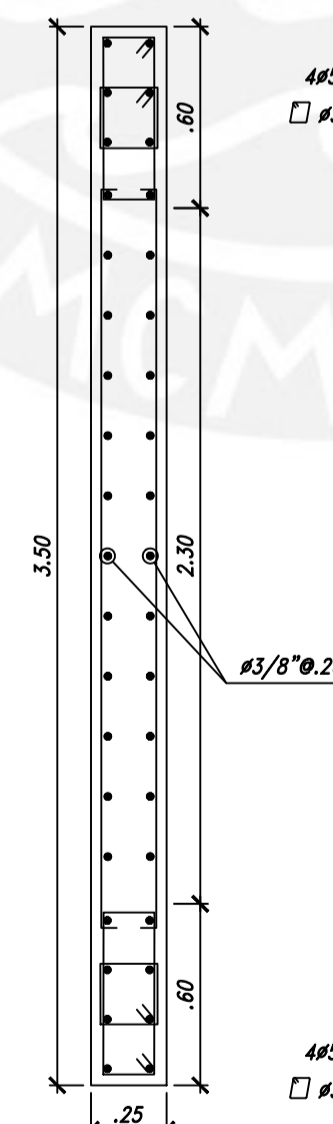
PLACA PL-1, PL-2
PL-10, PL-11
PISO 4 AL PISO 6
ESCALA 1/25



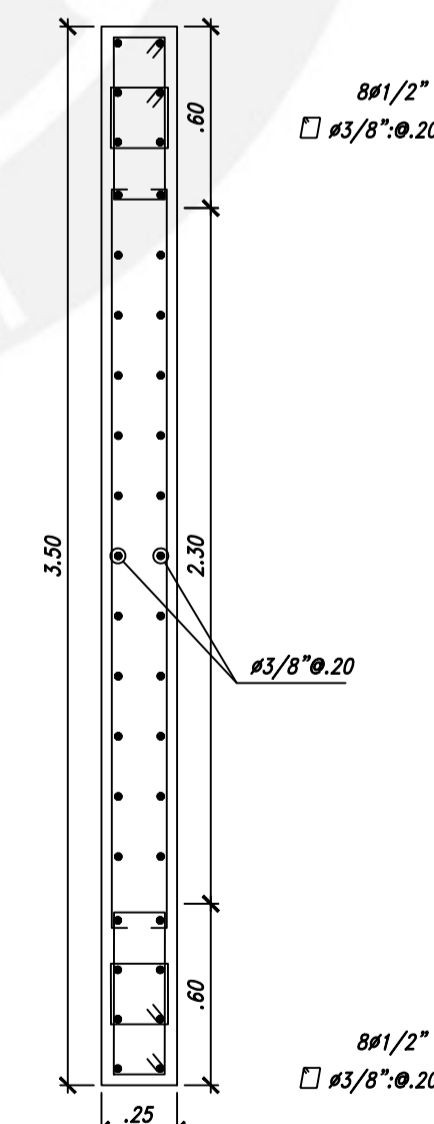
PLACA PL-1, PL-2
PL-10, PL-11
PISO 7
ESCALA 1/25



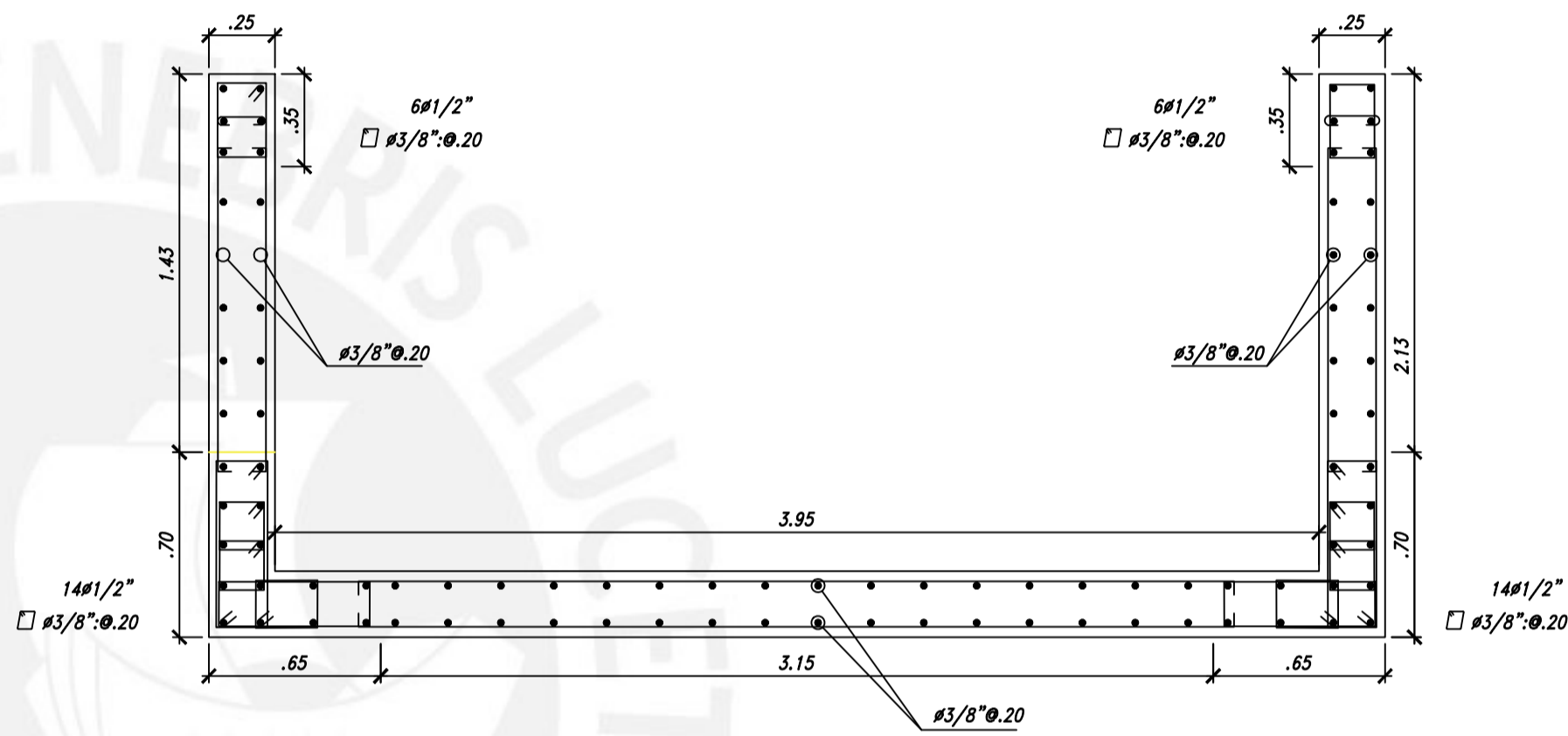
PLACA PL-6, PL-7
PISO 1 AL PISO 3
ESCALA 1/25



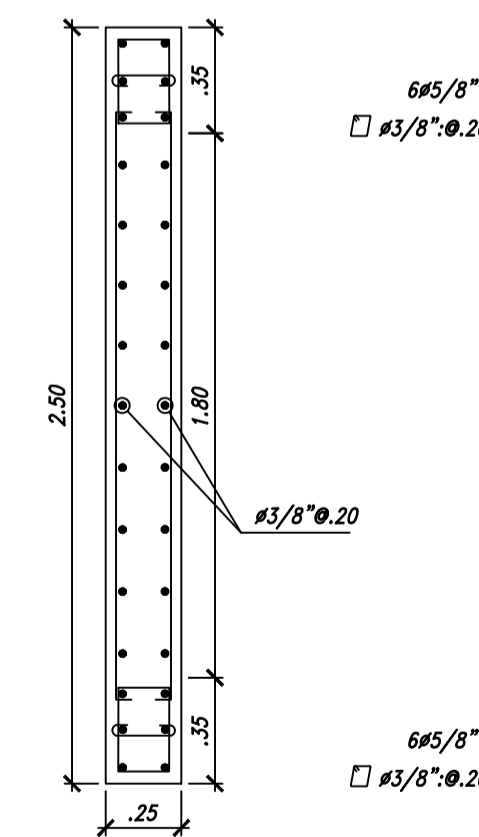
PLACA PL-6, PL-7
PISO 4 AL PISO 6
ESCALA 1/25



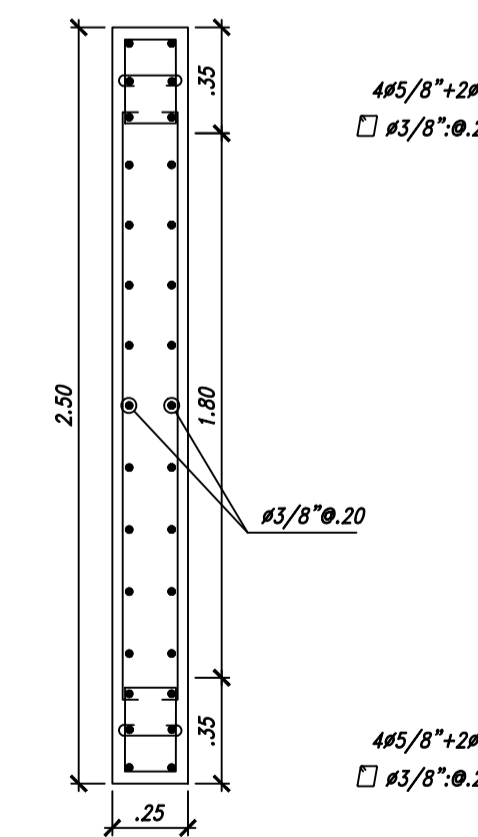
PLACA PL-6, PL-7
PISO 1 AL PISO 3
ESCALA 1/25



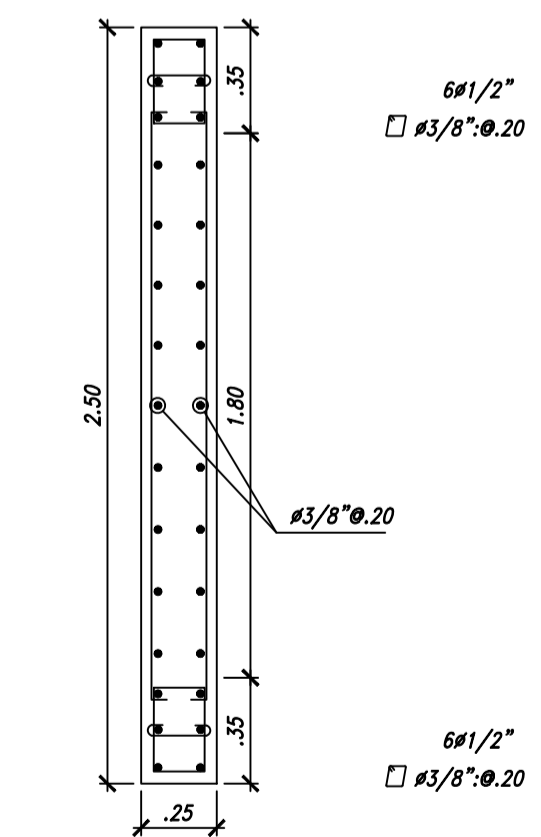
PLACA PL-5
PISO 7
ESCALA 1/25



PLACA PL-3, PL-4
PL-8, PL-9
PISO 1 AL PISO 3
ESCALA 1/25

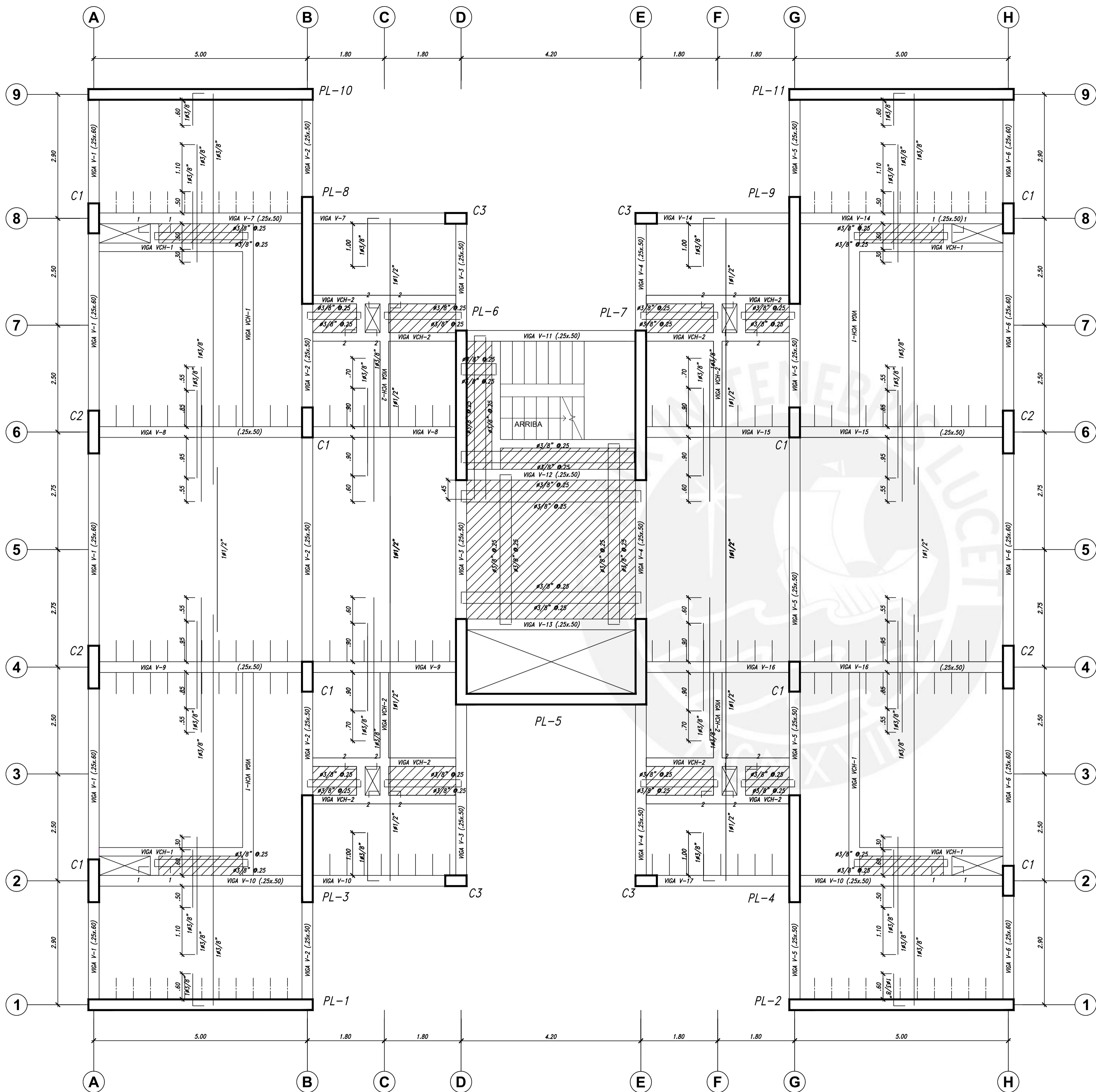


PLACA PL-3, PL-4
PL-8, PL-9
PISO 4 AL PISO 6
ESCALA 1/25



PLACA PL-3, PL-4
PL-8, PL-9
PISO 7
ESCALA 1/25

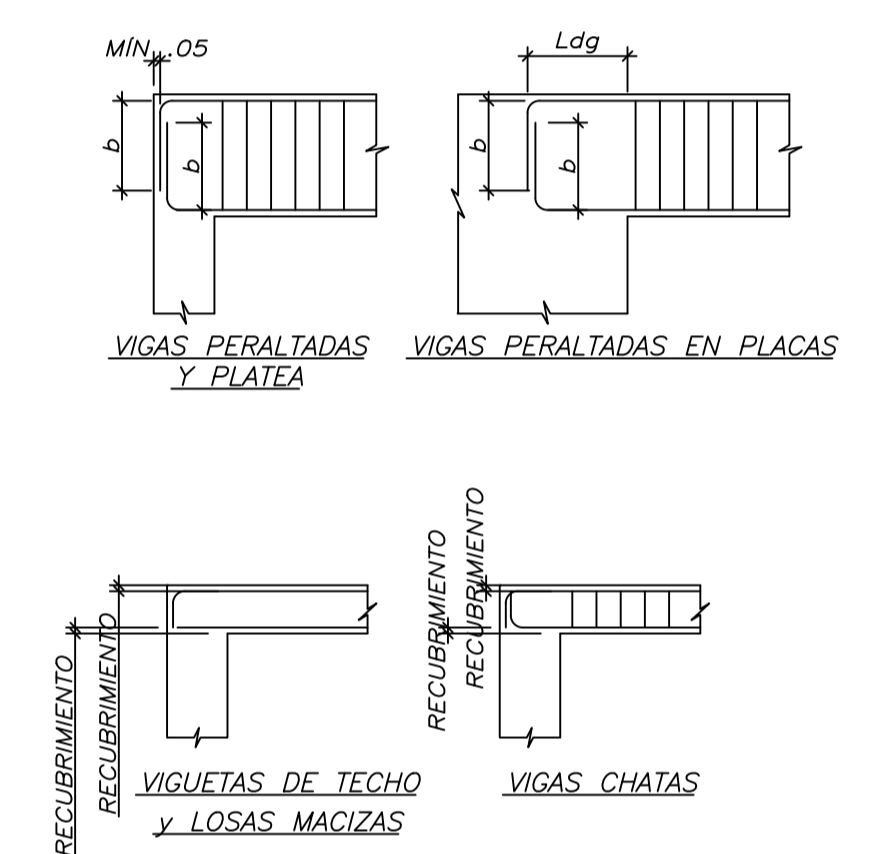
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		E 04	
	Proyecto:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
Ubicación:	DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		Escala:	1/75
Plano:	PLANO DE COLUMNAS Y PLACAS		Dibujo:	MCC
BACH. MANUEL CUYA CAMARA			Fecha:	MARZO 2022



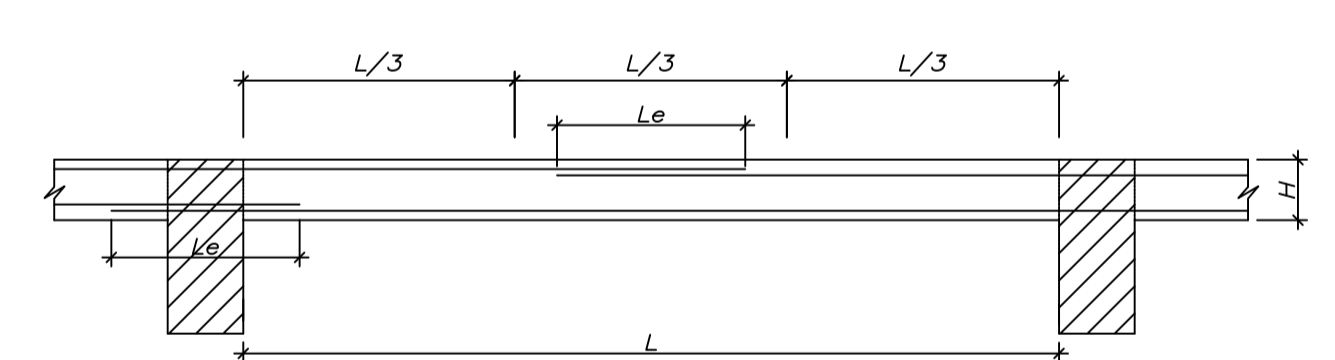
ENCOFRADO
 NPT 1° PISO + 0.00
 NPT 2° PISO + 2.70
 NPT 3° PISO + 5.40
 NPT 4° PISO + 8.10
 NPT 5° PISO + 10.80
 NPT 6° PISO + 13.50
 NPT 7° PISO + 16.20
 S/C=200 kg/m²
 ESCALA 1/50

LOSA ALIGERADA h=0.20
 LOSA ALIGERADA h=0.25
 LOSA MACIZA h=0.20

Ø	Ldg(cm)
3/8"	25
1/2"	30
5/8"	40
3/4"	50
1"	60
1 3/8"	80

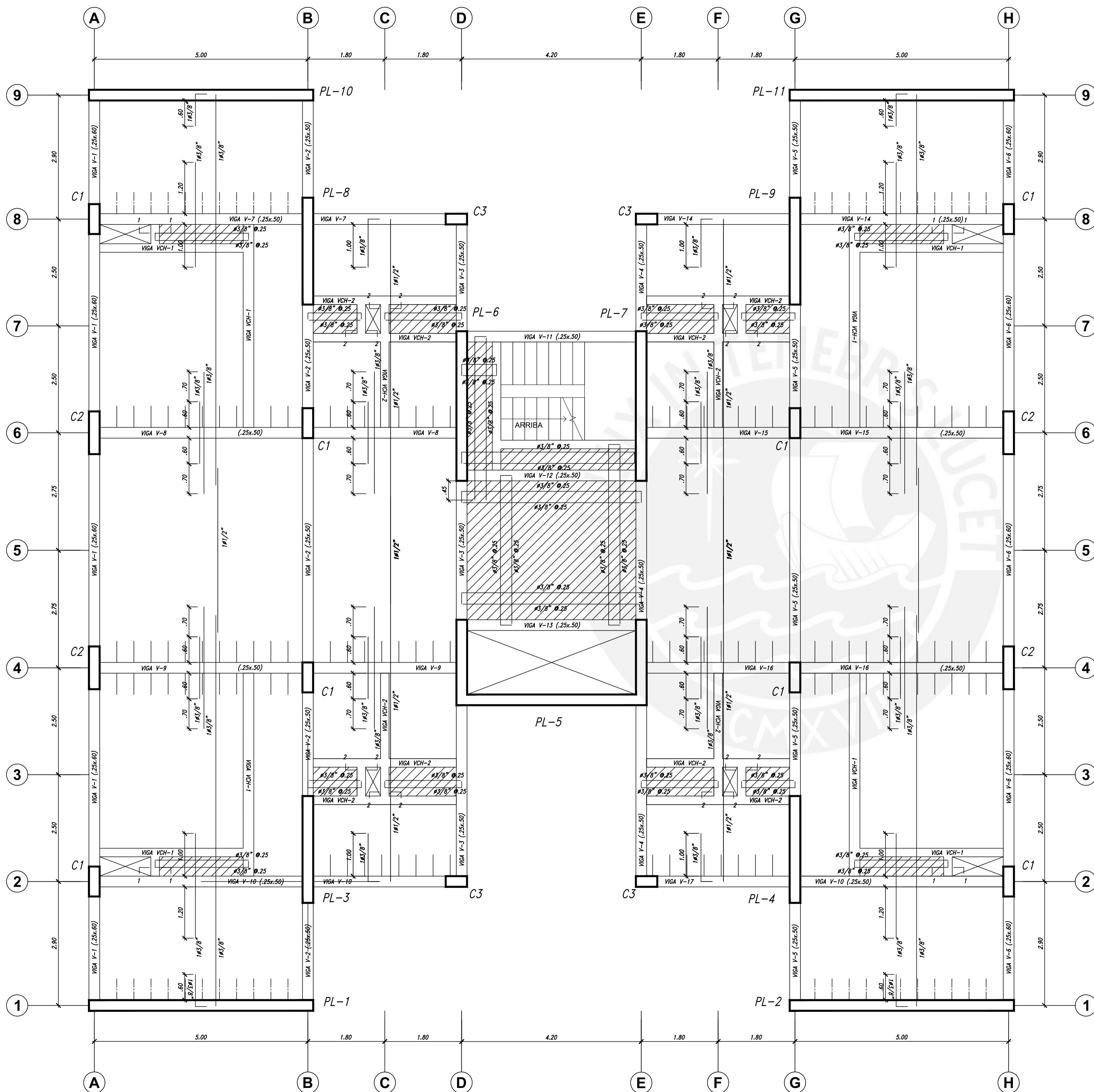


ANCLAJE TIPICO DE VIGAS, VIGUETAS Y LOSAS
 NOTA: b= LONGITUD DE GANCHO (VER DETALLE DE DOBLADO DE GANCHOS)



EMPALMES TRASLAPADOS LOSAS Y VIGAS CHATAS

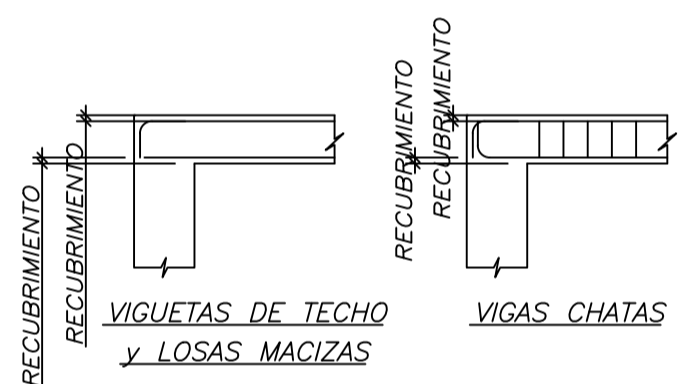
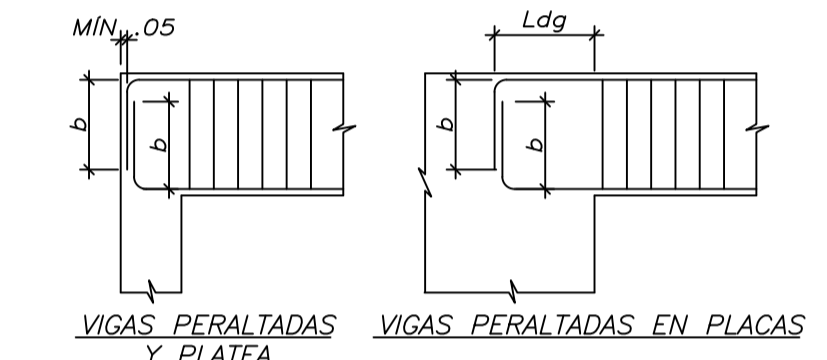
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ Proyecto: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	E 05
	Ubicación: DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA Plano: PLANO DE ENCOFRADO DE 1ER A 7MO NIVEL	
BACH. MANUEL CUYA CAMARA		Fecha: MARZO 2022



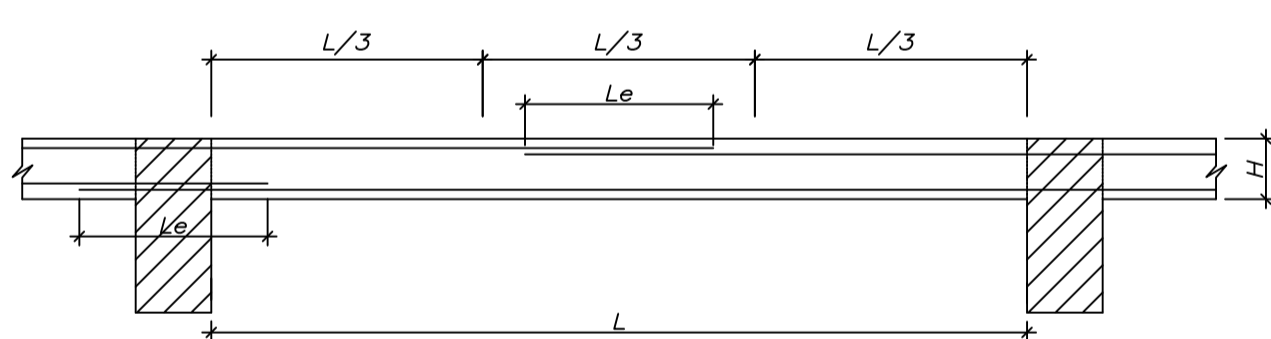
ENCOFRADO
 NPT Azotea + 18.90
 S/C=100 kg/m²
 ESCALA 1/50

LOSA ALIGERADA h=0.20
 LOSA ALIGERADA h=0.25
 LOSA MACIZA h=0.20

Ø	Ldg(cm)
3/8"	25
1/2"	30
5/8"	40
3/4"	50
1"	60
1 3/8"	80

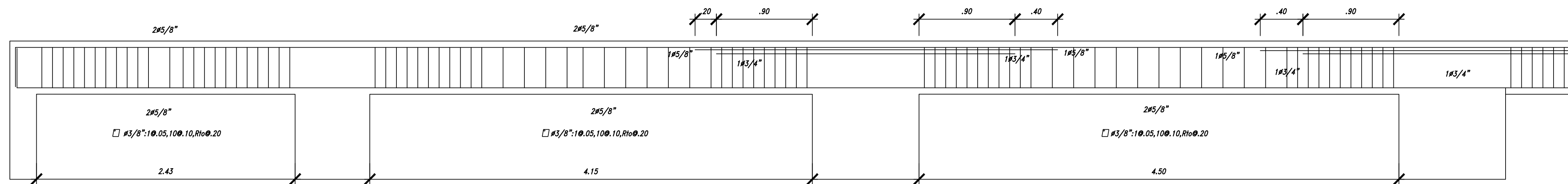


ANCLAJE TIPICO DE VIGAS, VIGUETAS Y LOSAS
 NOTA: b= LONGITUD DE GANCHO (VER DETALLE DE DOBLADO DE GANCHOS)

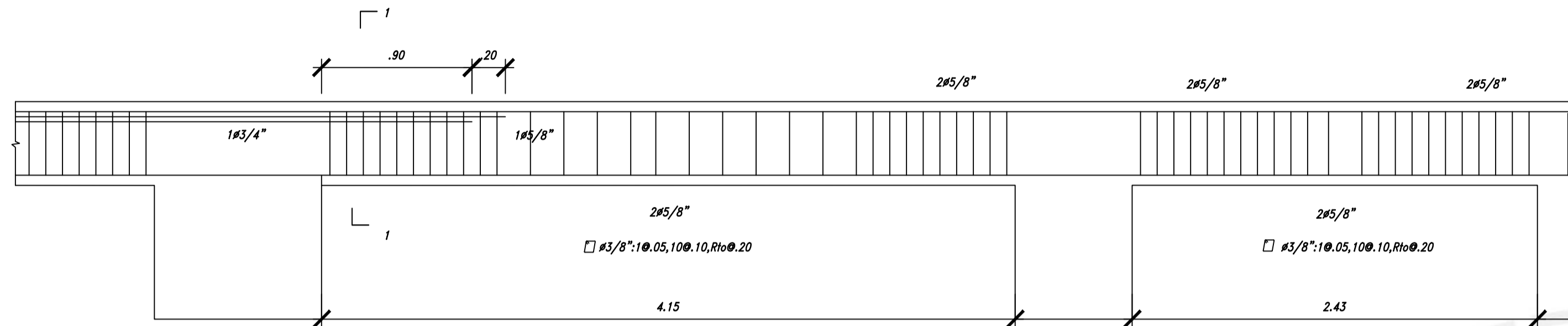


EMPALMES TRASLAPADOS LOSAS Y VIGAS CHATAS

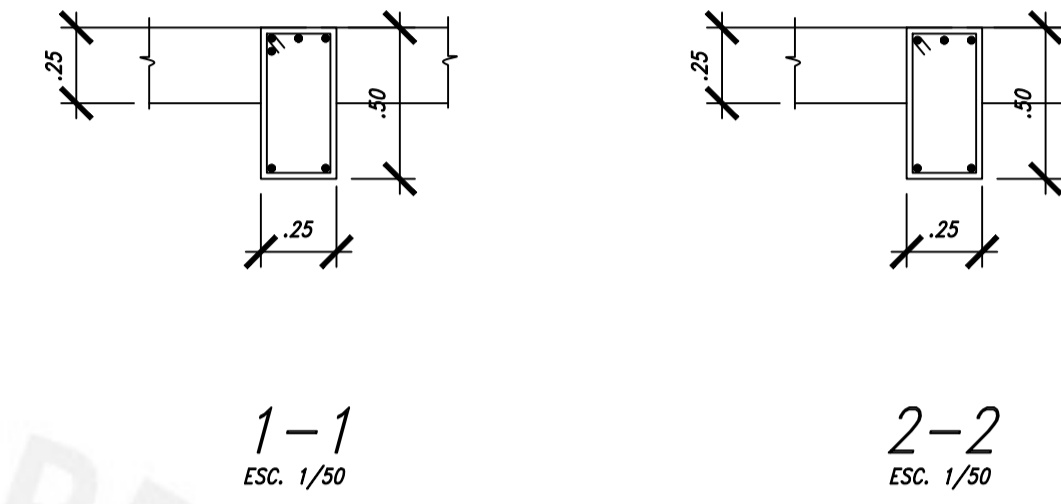
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		<h1 style="font-size: 2em;">E</h1> <h1 style="font-size: 2em;">06</h1>
	Proyecto: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
	Ubicación: DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		
	Plano: PLANO DE ENCOFRADO DE AZOTEA		
BACH. MANUEL CUYA CAMARA		Dibujo: MCC	Fecha: MARZO 2022



VIGA-01 (.25x.50)
ESC. 1/25

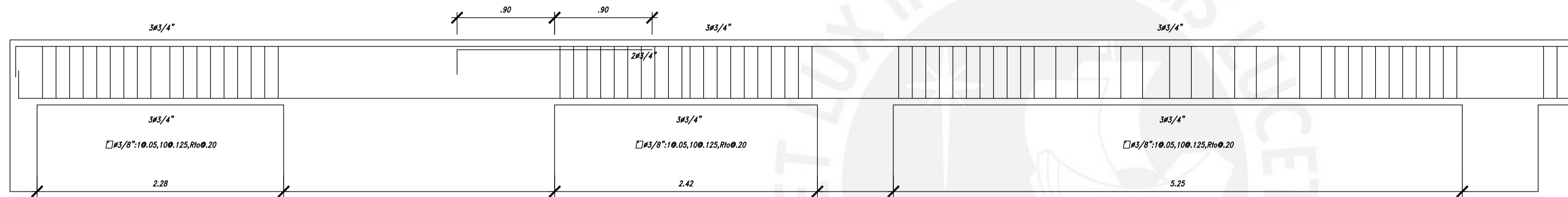


VIGA-01 (.25x.50)
ESC. 1/25

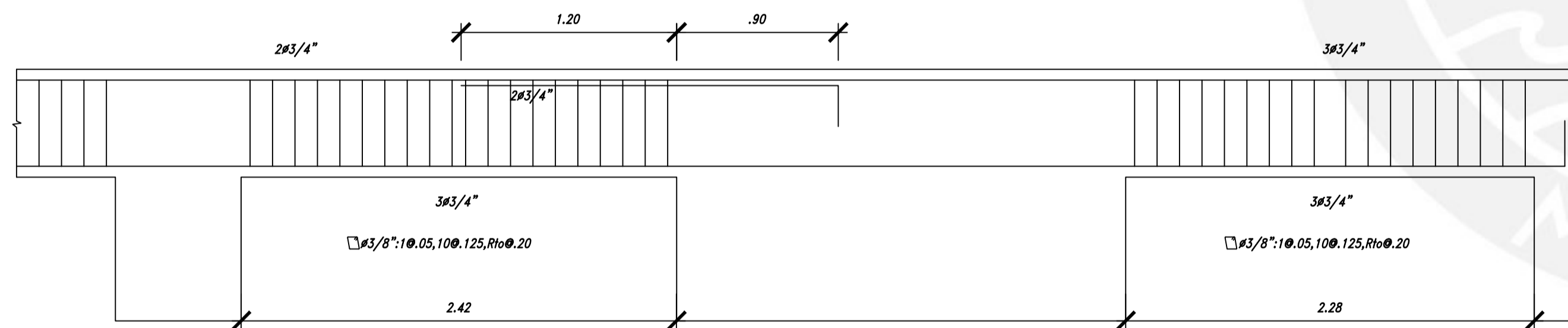


1-1
ESC. 1/50

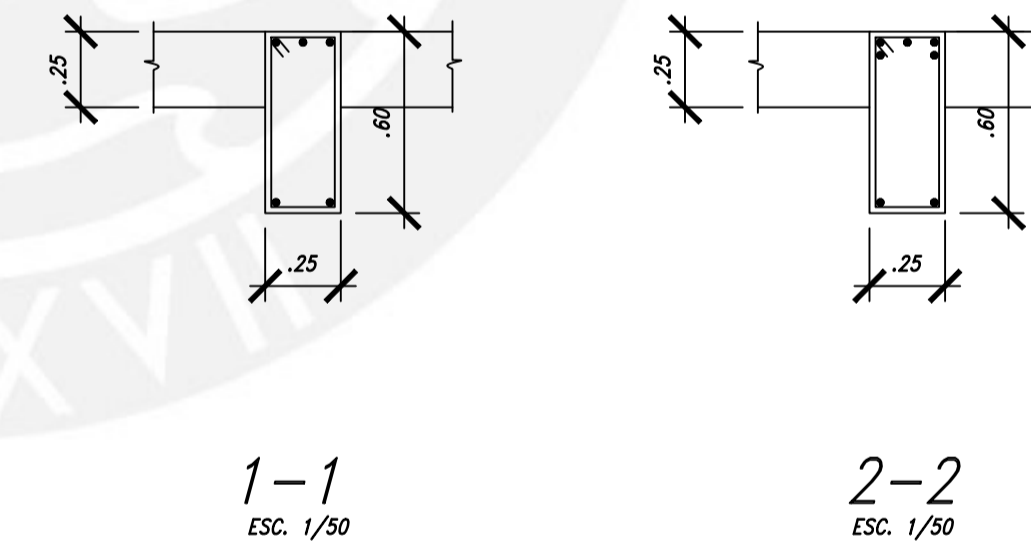
2-2
ESC. 1/50



VIGA-02 (.25x.60)
ESC. 1/25

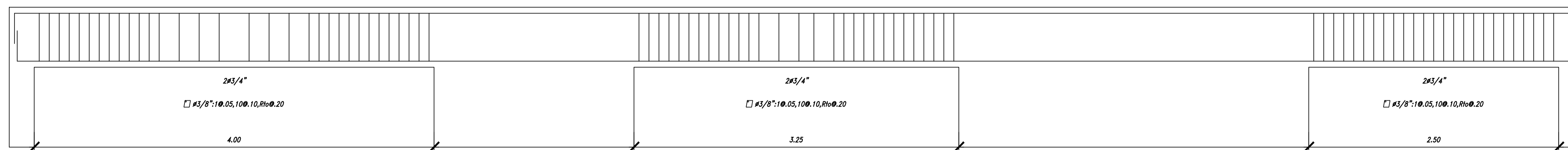


VIGA-02 (.25x.60)
ESC. 1/25

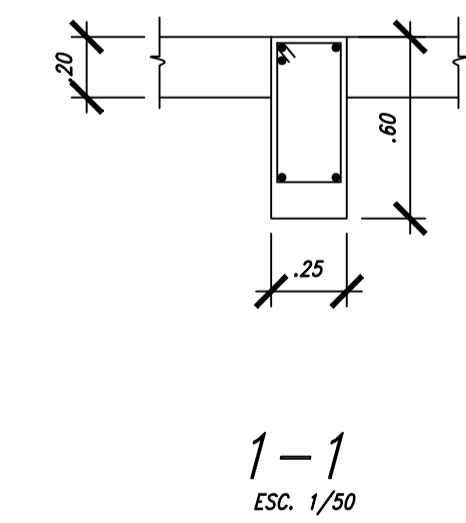


1-1
ESC. 1/50

2-2
ESC. 1/50

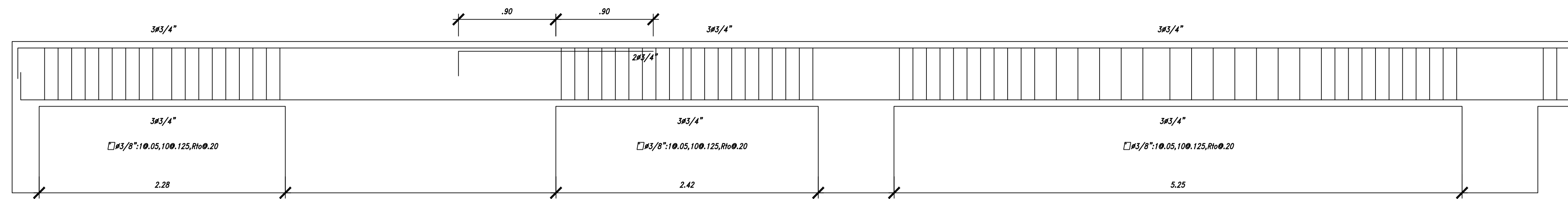


VIGA-03 (.25x.50)
ESC. 1/25

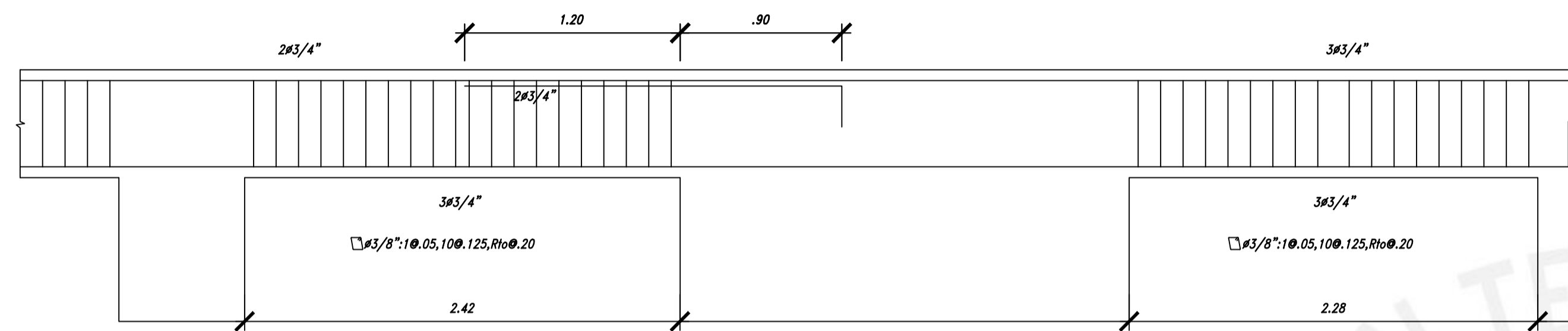


1-1
ESC. 1/50

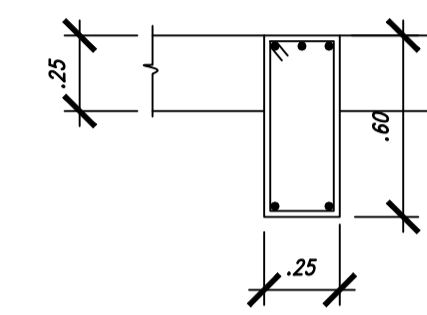
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		E 07
	Proyecto: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	Escala: 1/25	
Ubicación: DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		Fecha: MARZO 2022	
Plano: PLANO DE VIGAS I		Dibujó: MCC	Escala: 1/25
BACH. MANUEL CUYA CAMARA			



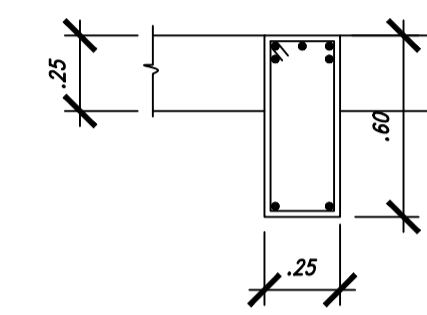
VIGA-05 (.25x.60)
ESC. 1/25



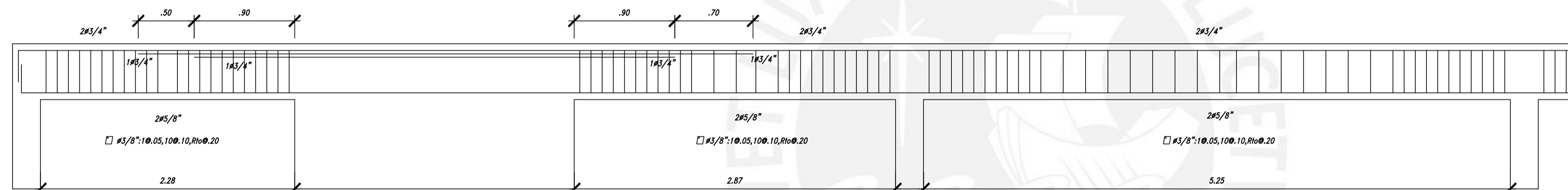
VIGA-05 (.25x.60)
ESC. 1/25



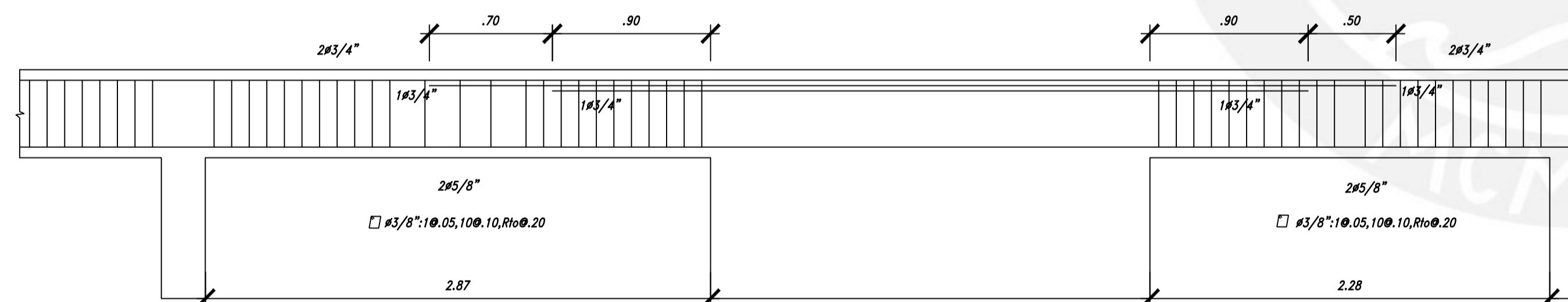
1-1
ESC. 1/50



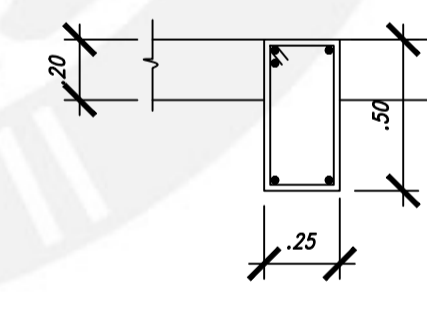
2-2
ESC. 1/50



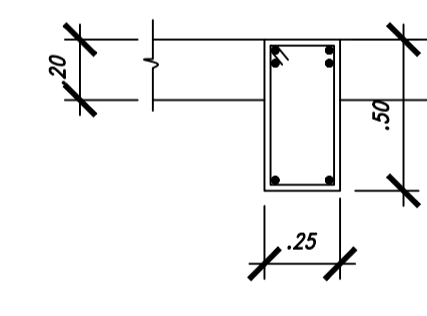
VIGA-06 (.25x.50)
ESC. 1/25



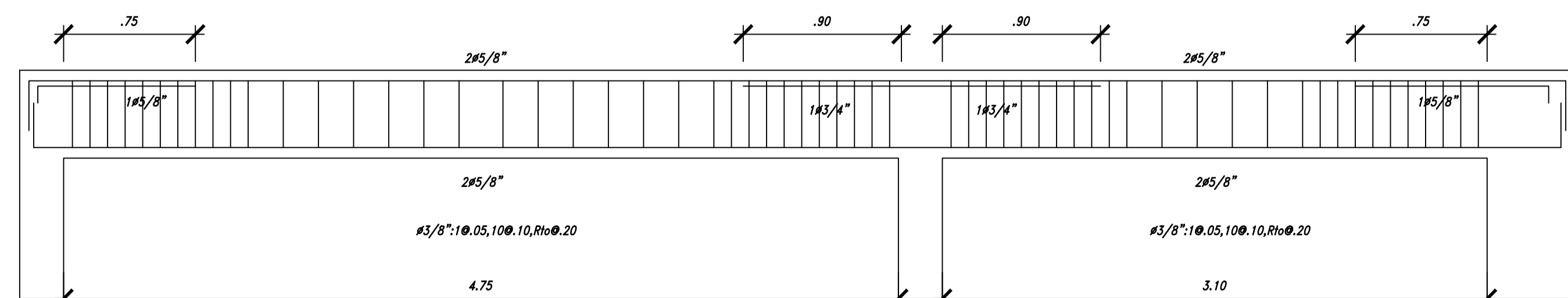
VIGA-06 (.25x.50)
ESC. 1/25



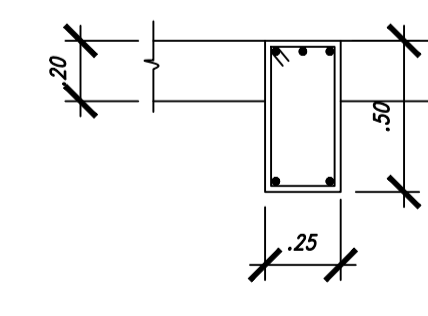
1-1
ESC. 1/50



2-2
ESC. 1/50

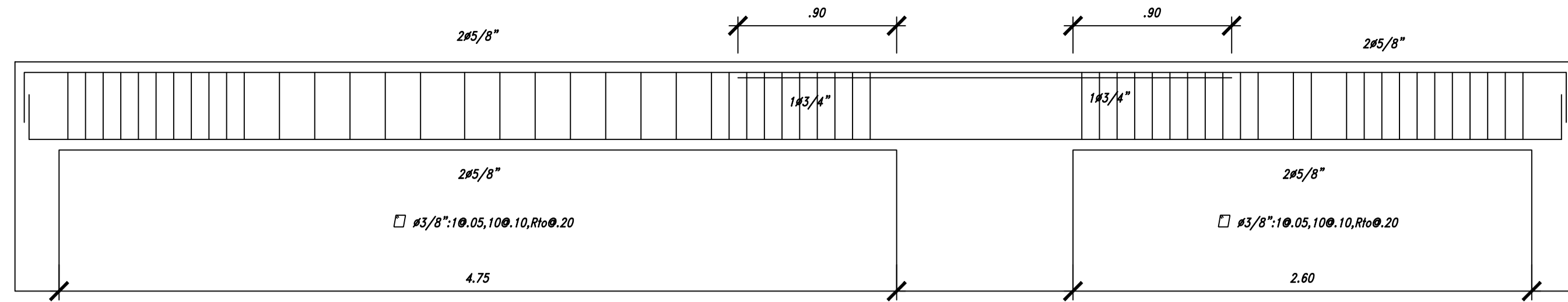


VIGA-07 (.25x.50)
ESC. 1/25

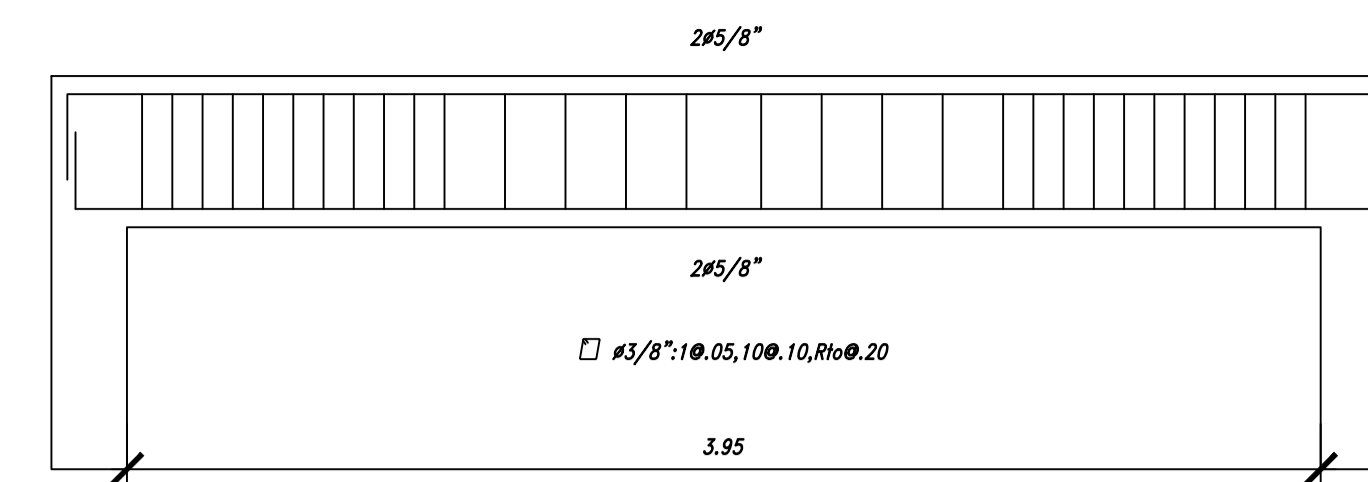
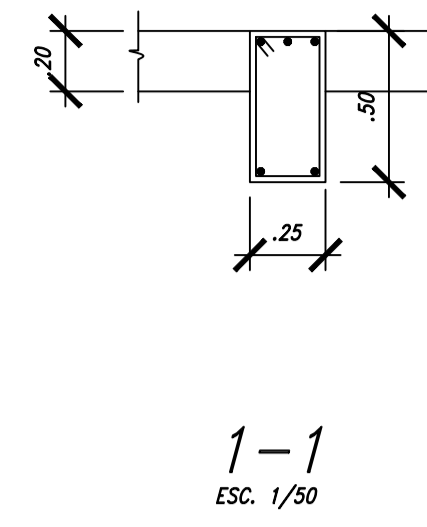


1-1
ESC. 1/50

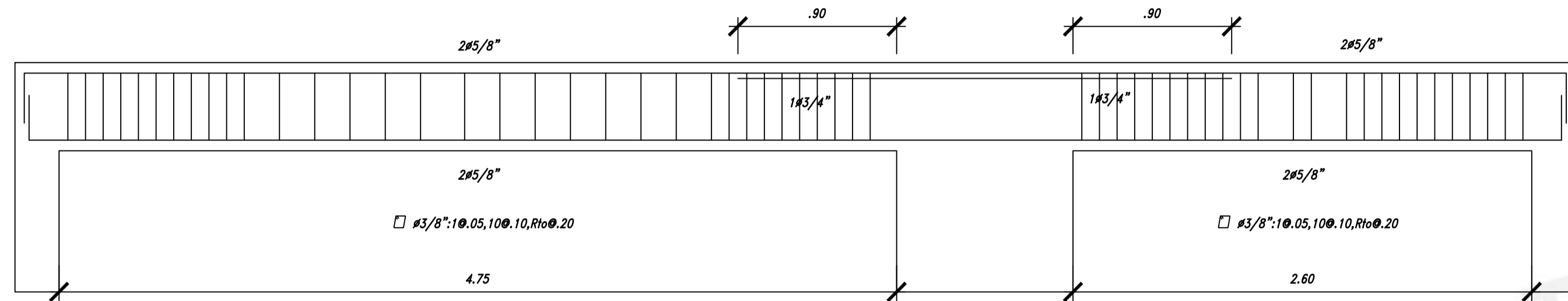
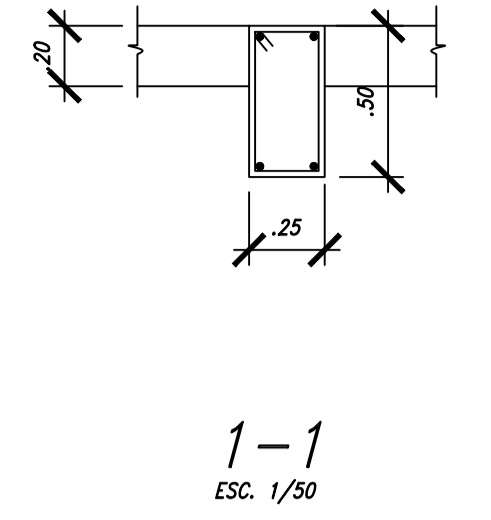
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		E 08
	Proyecto: EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
	Ubicación: DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		Escala: 1/25
	Plano: PLANO DE VIGAS II		Fecha: 1/25
BACH. MANUEL CUYA CAMARA		Dibujo: MCC	Fecha: MARZO 2022



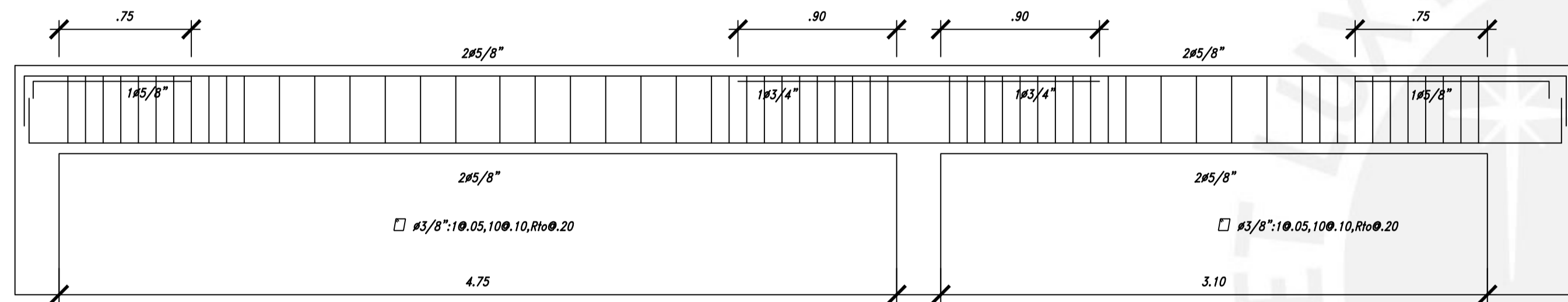
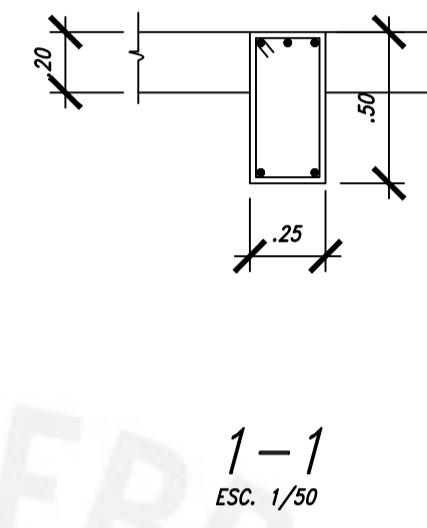
VIGA-08 (.25x.50)
ESC. 1/25



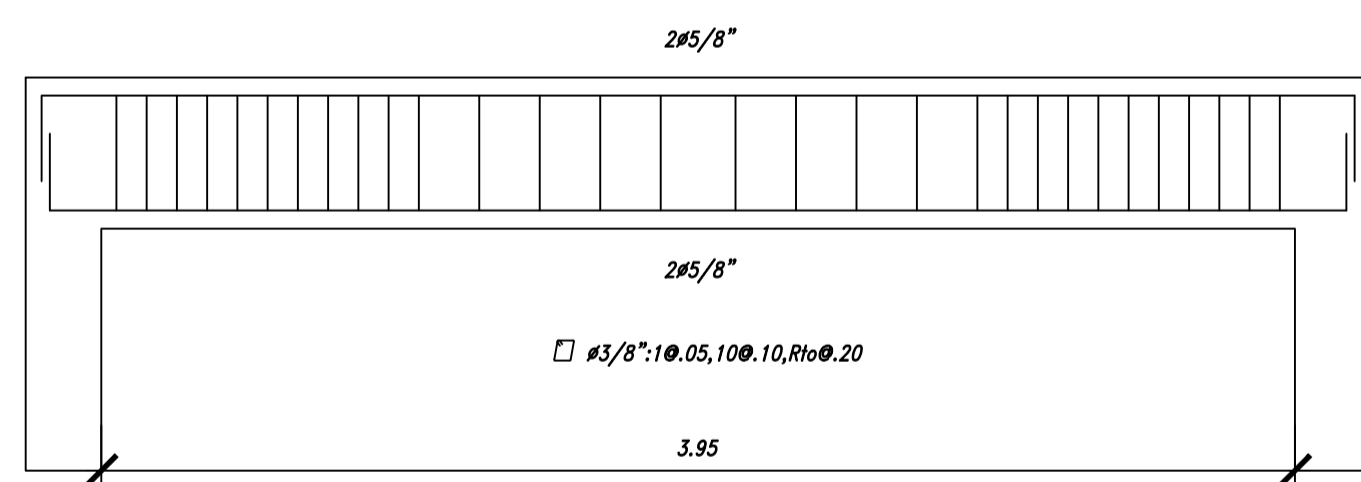
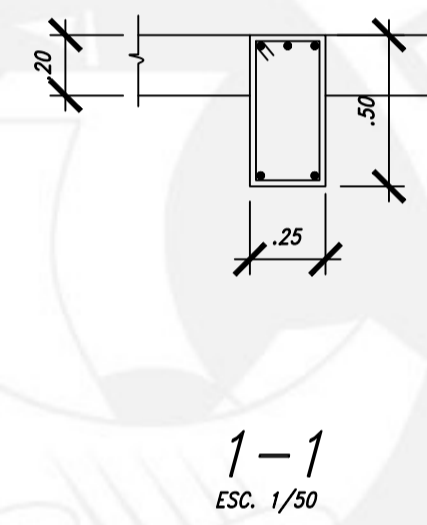
VIGA-13 (.25x.50)
ESC. 1/25



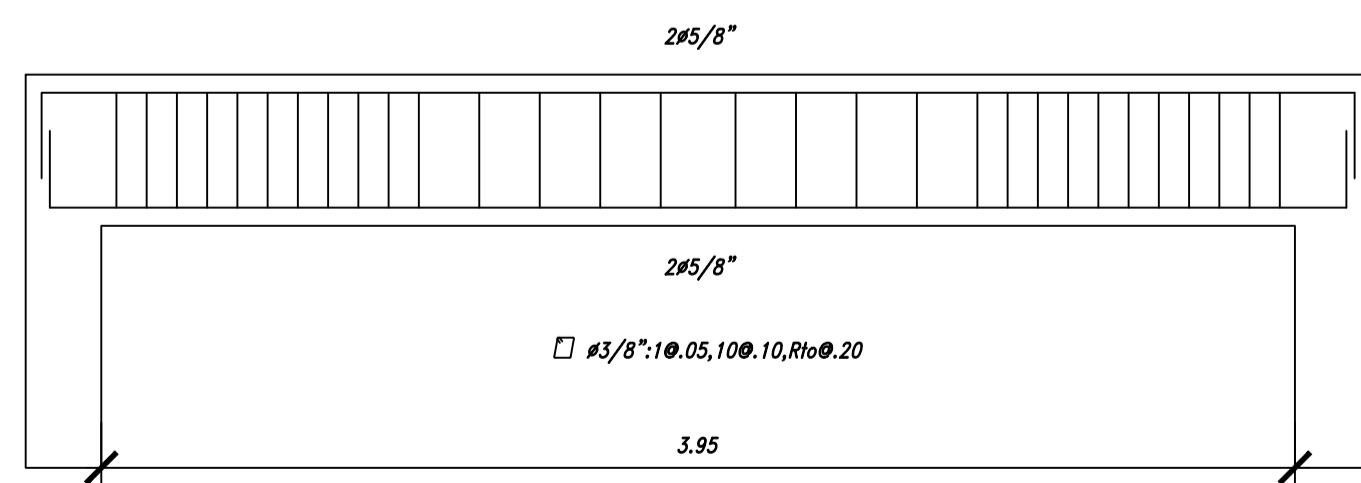
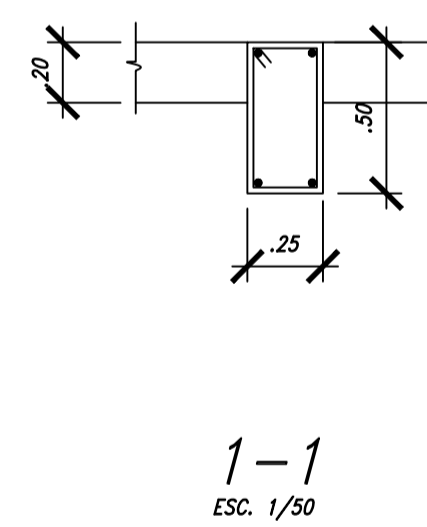
VIGA-09 (.25x.50)
ESC. 1/25



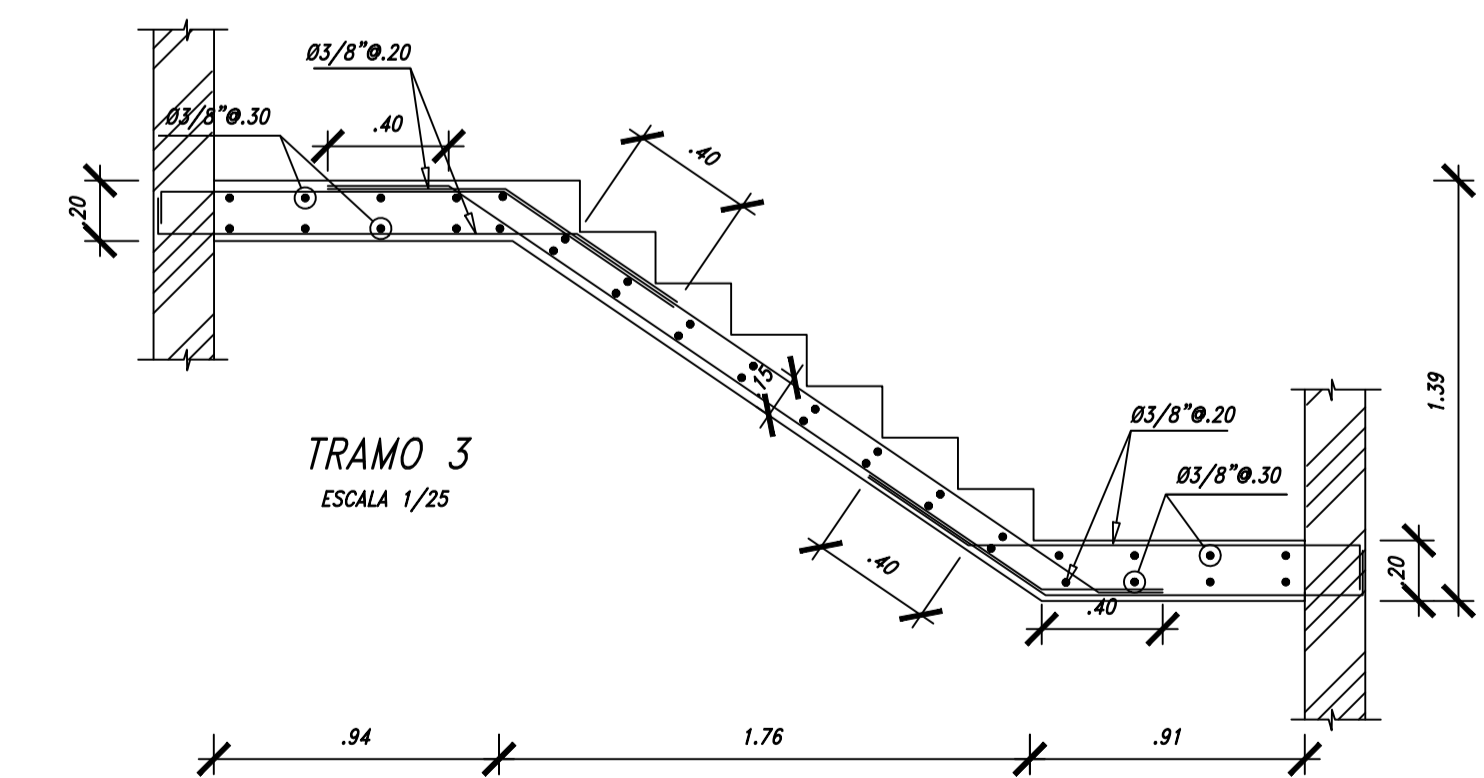
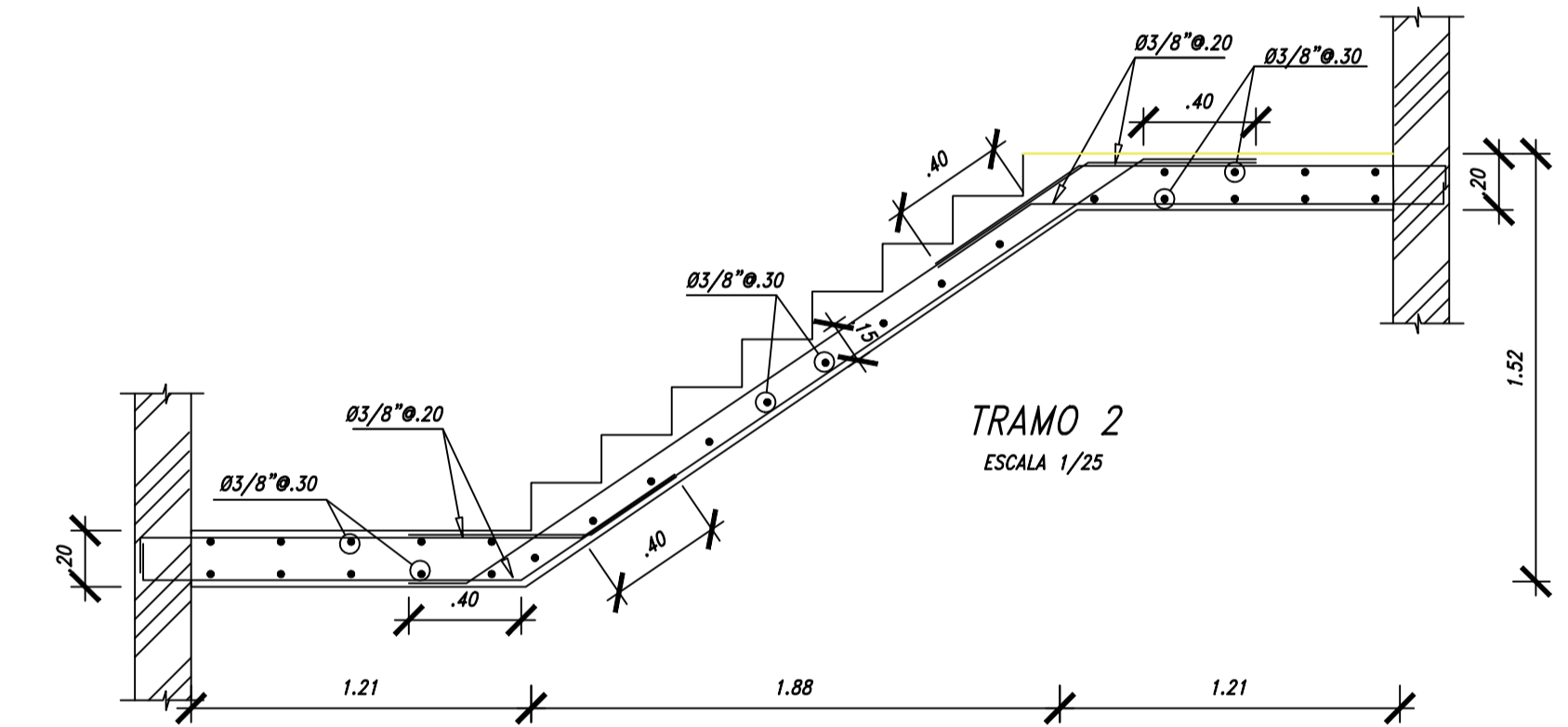
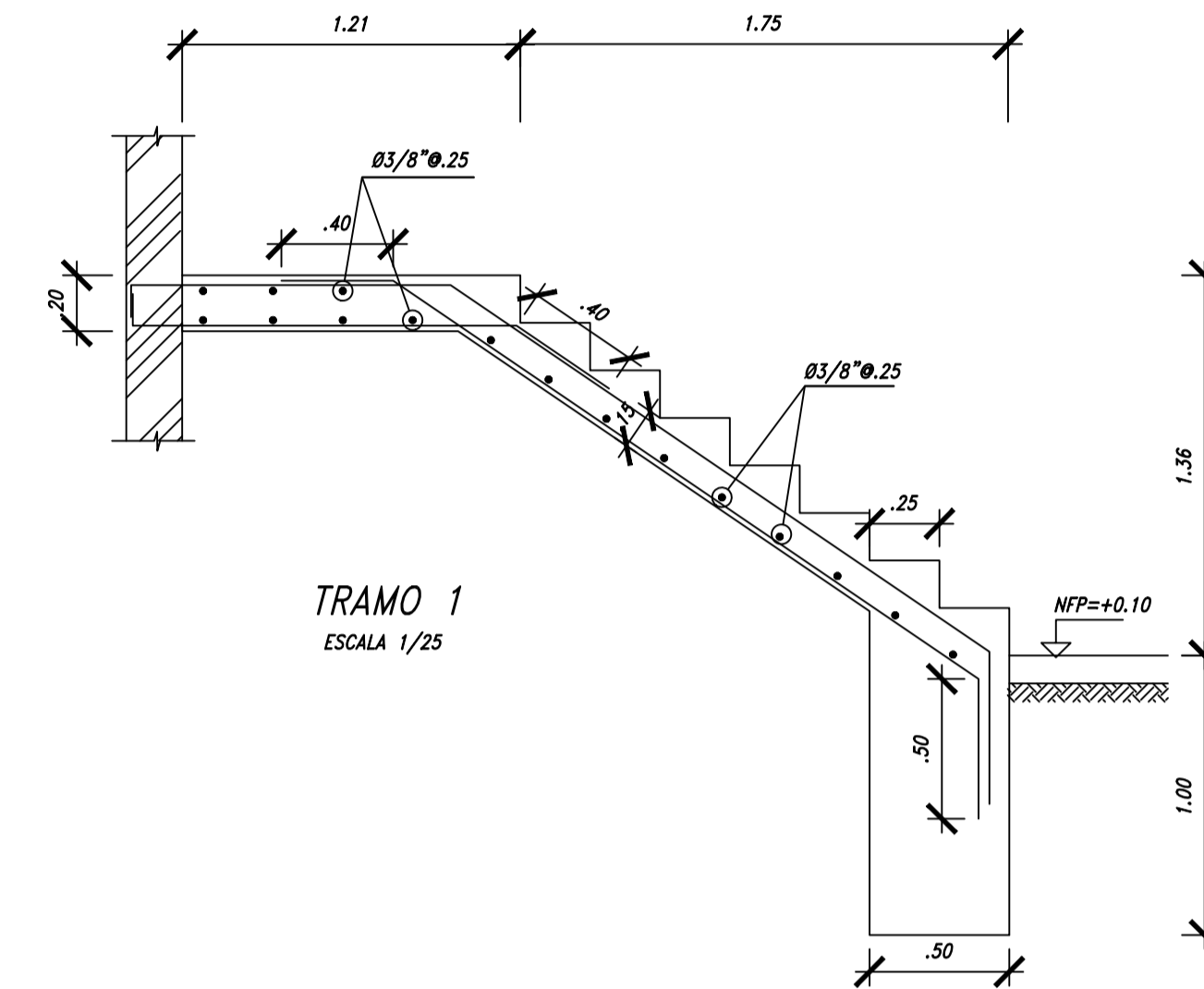
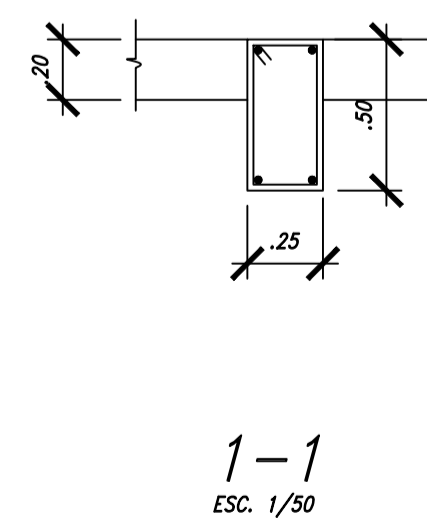
VIGA-10 (.25x.50)
ESC. 1/25



VIGA-11 (.25x.50)
ESC. 1/25



VIGA-12 (.25x.50)
ESC. 1/25



 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		E 09
	Proyecto: EDIFICIO MULTIFAMILIAR	Escala: 1/25	
Ubicación: DISTRITO DE PUEBLO LIBRE, PROVINCIA LIMA		Fecha: MARZO 2022	
Plano: PLANO DE VIGAS III		Dibujó: MCC	Escala: 1/25
BACH. MANUEL CUYA CAMARA		Fecha: MARZO 2022	