

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“APLICACIÓN DE HERRAMIENTAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
PARA EL DISEÑO DETALLADO DE UNA EDIFICACIÓN
MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE TACNA, 2022”**

**PARA OPTAR:
TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR:

Bach. RICHARD JAVIER TORRES TITO

TACNA - PERÚ

2023

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

**“APLICACIÓN DE HERRAMIENTAS DE CÁLCULO
ESTRUCTURAL PARA EL DISEÑO DETALLADO DE UNA
EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE TACNA,
2022”**

Tesis sustentada y aprobada el 01 de abril del 2023; estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE : Mtra. DINA MARLENE COTRADO FLORES

SECRETARIO : Mtro. WILBER PERCY MENDOZA RAMÍREZ

VOCAL : Mtro. ROLANDO GONZALO SALAZAR CALDERÓN JUÁREZ

ASESOR : Mtro. EDGAR HIPÓLITO CHAPARRO QUISPE

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo, RICHARD JAVIER TORRES TITO, en calidad de: Bachiller en Ingeniería Civil de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI 45537359.

Declaro bajo juramento que:

1. Soy autor de la tesis titulada:

“Aplicación De Herramientas De Cálculo Estructural Para El Diseño Detallado De Una Edificación Multifamiliar En La Ciudad De Tacna, 2022” la misma que presento para optar: Título profesional de ingeniero civil

2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.

3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.

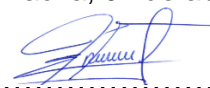
4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.

5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a la universidad cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a la universidad y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, 01 de abril del 2023



.....
Bach. RICHARD JAVIER TORRES TITO
DNI. 45537359

DEDICATORIA

Se lo dedico a mis padres, principal a mi Madre – Faustina Tito Gómez y mis hermanos los cuales siempre han estado presentes en toda mi formación académica dándome el apoyo moral, consejo y motivación, para seguir adelante.

Bach. Richard Javier Torres Tito

AGRADECIMIENTO

Primeramente, agradecer a Dios, y a mi Madre que nunca dudo en mi al poner toda su confianza; a mis hermanos que estuvo en cada momento de mi formación académica de Ingeniero Civil compartiendo sus conocimientos y asesorándome para tomar las mejores decisiones.

Bach. Richard Javier Torres Tito

ÍNDICE GENERAL

PÁGINA DE JURADOS.....	ii
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE GENERAL.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xvi
RESUMEN.....	xvii
ABSTRACT	xviii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1. Descripción del problema	2
1.2. Formulación del problema	2
1.2.1. Problema General	2
1.2.2. Problemas Específicos.....	2
1.3. Justificación e importancia.....	3
1.4. Objetivos	3
1.4.1. Objetivo General	3
1.4.2. Objetivos Específicos.....	3
1.5. Hipótesis.....	4
1.5.1. Hipótesis General.....	4
1.5.2. Hipótesis Específicos	4

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1. Antecedentes	5
2.1.1. A nivel internacional	5
2.1.2. A nivel nacional	5
2.1.3. A nivel local	6
2.2. Bases Teóricas	6
2.2.1. Metodología Bim	6
2.2.2. Software Revit Structure 2022	6
2.2.3. Software Etabs V. 20.3	7
2.2.4. Estructuración	9
2.2.5. Análisis Estructural	10
2.2.6. Diseño estructural	10
2.2.7. Pre dimensionamiento	11
2.2.8. Cargas de Diseño	14
2.2.9. Normas E.030 Diseño Sismorresistente (2018)	15
2.2.10. Normas E.020 Cargas (2006)	21
2.2.11. Normas E.060 Concreto Armado (2009)	21
2.2.12. Normas E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)	23
2.2.13. Cimentaciones superficiales	23
2.2.14. Cargas excéntricas	25
2.2.15. Profundidad de cimentación	26
2.2.16. Módulo de balasto	26
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	28
2.3. Diseño de la Investigación	28
2.4. Acciones y actividades	28

2.5.	Materiales y/o instrumentos	28
2.6.	Población y/o muestra de estudio	28
2.6.1.	Población	28
2.6.2.	Muestra	29
2.7.	Procesamiento y análisis de datos.....	29
2.7.1.	Análisis sismorresistente en la estructura	29
CAPÍTULO IV RESULTADOS.....		43
2.8.	Estructuración.....	43
2.8.1.	Simetría y simplicidad	43
2.8.2.	Uniformidad y continuidad de la estructura	43
2.8.3.	Rigidez lateral	43
2.8.4.	Descripción de la estructuración utilizada.	44
2.9.	Dimensionamiento de elementos estructurales.....	45
2.9.1.	Vigas.....	45
2.9.2.	Columna	45
2.9.3.	Losa aligerada	46
2.9.4.	Escalera.....	46
2.10.	Análisis Modal	46
2.11.	Análisis Estático	47
2.11.1.	Peso de la estructura	47
2.11.2.	Fuerza cortante en la base.....	48
2.11.3.	Periodo fundamental	49
2.12.	Análisis Dinámico	49
2.12.1.	Análisis de aceleración espectral	50
2.12.2.	Desplazamiento de edificación.....	52

2.12.3.	Relaciones de masa y participación de modales	54
2.12.4.	Separación entre edificios	55
2.12.5.	Irregularidades estructurales en altura	56
2.12.6.	Irregularidades estructurales en planta	59
2.13.	Diseño de los elementos estructurales	61
2.13.1.	Diseño de Vigas	61
2.13.2.	Diseño de Columna.....	66
2.13.3.	Diseño de Losa Aligerada	71
2.13.4.	Diseño de Viga de Cimentación	75
2.13.5.	Diseño de Zapatas	77
CAPÍTULO V: DISCUSIONES		90
CONCLUSIONES.....		92
RECOMENDACIONES		94
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		95
ANEXOS		97

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Criterios prácticos de Vigas	10
Tabla 2. Criterios predimensionamiento.....	10
Tabla 3. Dimensiones losas Macizas	11
Tabla 4. Losas Macizas	12
Tabla 5. Peso de acuerdo a la categoría de la Edificación.....	13
Tabla 6. Peso específico de materiales para el proyecto	14
Tabla 7. Cargas repartidas	15
Tabla 8. Factor de zona “Z”	16
Tabla 9. Categoría de las edificaciones y factor “U”	16
Tabla 10. Factor de Suelo.....	17
Tabla 11. Periodos “TP” y “TL”	17
Tabla 12. Factor de Suelo.....	18
Tabla 13. Sistema estructural.	19
Tabla 14. Factores de irregularidad en altura y planta	19
Tabla 15. Límites para la distorsión de entrepiso.....	21
Tabla 16. Cargas muertas y vivas.....	21
Tabla 17. Combinaciones de cargas.....	22
Tabla 18. Cargas muertas y vivas.....	22
Tabla 19. Módulo de reacción del suelo.....	27
Tabla 20. Propiedades mecánicas de los materiales.	29
Tabla 21. Predimensionamiento de Vigas.....	32
Tabla 22. Predimensionamiento de Columnas.....	33
Tabla 23. Peso propios y sobrecargas.....	34
Tabla 24. Metrado de carga en losas de: 1er, 2do, 3ro, 4to Nivel	34
Tabla 25. Metrado de carga en losa de: 5to Nivel	35
Tabla 26. Metrado de carga en viga típica de: 1er, 2do, 3ro, 4to Nivel	35
Tabla 27. Metrado de carga en losa de: 5to Nivel	36
Tabla 28. Peso acumulado en Niveles Tipos: 2do, 3ro, 4to Nivel.....	36

Tabla 29. Metrado de escalera.	37
Tabla 30. Dimensionamiento de Vigas.....	45
Tabla 31. Dimensionamiento de Columnas	45
Tabla 32. Análisis modal realizado en ETABS V 20.3.....	47
Tabla 33. Peso total de la estructura y en cada nivel	48
Tabla 34. Fuerza cortante en la base correspondiente en cada dirección.....	49
Tabla 35. Espectro de respuesta para ambas direcciones.....	50
Tabla 36. Desplazamiento y derivas máximas en dirección X-X	52
Tabla 37. Desplazamiento y derivas máximas en dirección Y-Y	52
Tabla 38. Desplazamiento y derivas máximas en dirección X-X	53
Tabla 39. Desplazamiento y derivas máximas en dirección Y-Y	53
Tabla 40. Coeficiente de participación	54
Tabla 41. Análisis modal, modos predominantes (bloque D1)	55
Tabla 42. Análisis modal, modos predominantes (bloque D2)	55
Tabla 43. Irregularidad de rigidez – Piso blando X-X	56
Tabla 44. Irregularidad de rigidez – Piso débil X-X	57
Tabla 45. Irregularidad extrema de rigidez.....	57
Tabla 46. Irregularidad extrema de resistencia	58
Tabla 47. Irregularidad de masa o peso X-X.....	58
Tabla 48. Irregularidad geometría vertical X-X.....	59
Tabla 49. Irregularidad geometría torsional X-X.....	59
Tabla 50. Irregularidad torsional extrema en dirección X-X.....	60
Tabla 51. Irregularidad geometría esquinas entrantes X-X	60
Tabla 52. Irregularidad discontinuidad del diafragma X-X.....	60
Tabla 53. Fuerzas internas para la columna C22(Columna entre eje 7 y eje B)	68
Tabla 54. Cargas actuantes C22(Columna entre eje 7 y eje B)	68
Tabla 55. Carga ultima para C22 (45 cm x 45 cm) en dirección X-M33	69
Tabla 56. Carga ultima para C22 (45 cm x 45 cm) en dirección Y-M22	70
Tabla 57. Áreas de aceros para los momentos negativos y positivos.	72
Tabla 58. Fuerza cortante.....	73

Tabla 59. Combinaciones de carga de servicio.....	77
Tabla 60. Propiedades del suelo.....	78
Tabla 61. Momentos máximos de zapatas en dirección X-X.....	82
Tabla 62. Momentos máximos de zapatas en dirección Y-Y.....	83
Tabla 63. Expresiones para calculo por Punzonamiento	88
Tabla 64. Cuadro de dimensiones de zapata.....	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa de zonificación de zonas sísmicas del Perú	15
Figura 2. Detalle de la zapata aislada	24
Figura 3. Sección crítica.....	24
Figura 4. Detalle de la zapata combinada.....	25
Figura 5. Detalle de la cimentación	26
Figura 6. Luz libre de la viga principal.....	30
Figura 7. Luz libre de la viga principal.....	31
Figura 8. Luz libre de la viga secundaria.....	31
Figura 9. Área tributaria de la columna más crítica	32
Figura 10. Vista en 3D del modelo estructural	38
Figura 11. Definición de materiales.....	39
Figura 12. Definición de secciones de los elementos estructurales	39
Figura 13. Definición de dos diafragmas rígidos para la estructura	40
Figura 14. Definición de masa	40
Figura 15. Sismo estático en “x” y sismo estático en “y”	41
Figura 16. Combinación de carga muerta y carga viva	41
Figura 17. Combinación de carga muerta y carga viva, y sismo dinámico en x	42
Figura 18. Vista de estructuración.	44
Figura 19. Vista en 3D del modelo estructural	46
Figura 20. Peso total de la estructura (carga muerta más 25% de carga viva)	48
Figura 21. Espectro de Respuesta de pseudo aceleración dirección X-X	51
Figura 22. Espectro de Respuesta de Pseudo aceleración dirección Y-Y.....	51
Figura 23. Áreas de acero de vigas	61
Figura 24. Momento flector de la viga analizada	61
Figura 25. Cantidad Acero de Viga principal (35 cm x 50 cm) en Etabs.....	62
Figura 26. Cantidad de Acero de Viga secundaria(30x50) en Etabs	64
Figura 27. Cuantías máximas y mínimas en las columnas.....	67

Figura 28. Ubicación y distribución del acero de columna C22 (45 cm x 45 cm)	67
Figura 29. Diagrama de interacción en dirección X para Columna C22 (45cmx45cm)	69
Figura 30. Diagrama de interacción en dirección Y para Columna C22 (45cmx45cm)	70
Figura 31. Cálculo de fuerza cortante	71
Figura 32. Diagrama de momento flector de las viguetas	72
Figura 33. Diagrama de fuerza cortante en las viguetas	73
Figura 34. Distribución del refuerzo en la losa aligerada	74
Figura 35. Corte de losa aligerada	74
Figura 36. Áreas de acero para las vigas de cimentación a diseñar	76
Figura 37. Diagrama de fuerza cortante	76
Figura 38. Combinación de servicio (Cs1) de carga viva, muerta.	79
Figura 39. Combinación de servicio (Cs2) de carga viva, muerta, sobrecarga y carga de sismo (x)	80
Figura 40. Combinación de servicio (Cs3) de carga viva, muerta, sobrecarga y carga de sismo (x) negativo	80
Figura 41. Combinación de servicio (Cs4) de carga viva, muerta, sobrecarga y carga de sismo (y)	81
Figura 42. Combinación de servicio (Cs5) de carga viva, muerta, sobrecarga y carga de sismo (y) negativo	81
Figura 43. Diagrama de momento flector de las zapatas X-X	83
Figura 44. Diagrama de momento flector de las zapatas Y-Y	84
Figura 45. Distribución de aceros positivos y negativos en las zapatas en dirección X-X	85
Figura 46. Distribución de aceros positivos y negativos en las zapatas en dirección Y-Y	85
Figura 47. Diseño por corte de zapata aislada	86
Figura 48. Diseño por corte de zapata aisladas y combinadas en dirección X.	87
Figura 49. Diseño por corte de zapata aisladas y combinadas en dirección Y.	87

Figura 50. Diseño por corte de zapata aisladas y combinadas en dirección X. 88

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Matriz de consistencia	98
Anexo 2. Áreas de aceros en vigas y columnas.....	99
Anexo 3. Cálculo de diagrama de Interacción	105
Anexo 4. Diseño de Zapata Z-22	107
Anexo 5. Plano arquitectura, planos estructuras del proyecto.....	109

RESUMEN

La presente investigación es aplicar las herramientas de cálculo estructural para optimizar el diseño detallado de una edificación multifamiliar en la ciudad de Tacna, utilizando los softwares como Etabs y Revit Structure, realizando predimensionamiento de elementos estructurales basados en los planos de arquitectura, realizando análisis sísmico de la estructura en el software Etabs Versión 20.3, siempre contemplando los parámetros de la norma técnica E.030 diseño sismorresistente, se obtuvieron valores de distorsión máxima de entrepisos en la dirección “x” igual 0,0060 y en dirección “y” igual a 0,0066 estos valores se encuentran dentro de los parámetros establecidos en la norma técnica E.030 donde indica el máximo desplazamiento relativo de entrepiso para un concreto armado es 0,007, los elementos estructurales de las siguientes dimensiones; columnas centrales esquineras y excéntricas (0,45 m x 0,45 m, 0,35 m x 0,45 m y 0,40 m x 0,45 m), en cuanto las vigas, las vigas principales de 0,35 m x 0,50 m, vigas secundarias de 0,30 m x 0,50 m, y una losa aligerada de 0,20m de espesor, el diseño de cimentación de las zapatas aisladas y combinadas se detallan las siguientes dimensiones 2,10 m x 2,10 m, 2,10 m x 1,80 m y 1,80 m x 1,80 m 2,10 m x 3,30 m y 1,80 m x 3,30 m, con un espesor de 0,50 m con vigas de cimentación de 0,25 m x 0,40 m, y se realizó el diseño de los elementos estructurales siguiendo los lineamientos de la norma técnica E.060 concreto armado para evitar las fallas estructurales ante eventos sísmicos.

Palabra Clave: Análisis estructural, diseño estructural, Revit Structure, Etabs.

ABSTRACT

The present research is to apply the structural calculation tools to optimize the detailed design of a multifamily building in the city of Tacna, using software such as Etabs and Revit Structure, performing pre-dimensioning of structural elements based on the architectural drawings, performing seismic analysis of the structure in the Etabs software Version 20.3, always considering the parameters of the technical standard E.030 seismic-resistant design, we obtained values of maximum distortion of mezzanine floors in the "x" direction equal to 0.0060 and in the "y" direction equal to 0.0066 these values are within the parameters established in the technical standard E.030 where it indicates the maximum relative displacement of a reinforced concrete floor slab is 0.007, the structural elements of the following dimensions; central corner and eccentric columns (0.45 m x 0.45 m, 0.35 m x 0.45 m and 0.40 m x 0.45 m), as for the beams, the main beams of 0.35 m x 0.50 m, secondary beams of 0.30 m x 0.50 m, and a lightened slab of 0.20m thick, the foundation design of the isolated and combined footings are detailed with the following dimensions: 2,10 m x 2,10 m, 2,10 m x 1,80 m y 1,80 m x 1,80 m 2,10 m x 3,30 m and 1,80 m x 3,30 m, with a thickness of 0.50 m with foundation beams of 0.25 m x 0.40 m, and the design of the structural elements was carried out following the guidelines of the technical standard E. 060 reinforced concrete to avoid structural failures in seismic events.

Keyword: Structural analysis, structural design, Revit Structure, Etabs.

INTRODUCCIÓN

El Perú por su ubicación geográfica se encuentra en la zona del Cinturón de Fuego, constituye un país altamente sísmico, La ciudad de Tacna que es de sismicidad alta por encontrarse en la zona 4 según la norma E. 030 Diseño Sismorresistente. Se tiene entonces la necesidad de diseñar acorde a los parámetros establecidos en reglamento nacional de edificaciones.

El análisis estructural es la predicción del desempeño de una estructura frente a cargas específicas y/o fuerzas externas. Las fuerzas, incluidos los momentos axiales, fuerzas cortantes y de flexión, así como las reacciones de los apoyos, son factores de diseño importantes para las estructuras.

Se realizó búsquedas bibliográficas y los antecedentes referidos a la investigación, para cumplimiento de los objetivos propuestos es aplicar las herramientas de cálculo estructural para el diseño detallado de una edificación multifamiliar en la ciudad de Tacna.

En la siguiente investigación se realiza el análisis y diseño sismorresistente de una edificación multifamiliar de cinco niveles con sistema a porticado, de un área construida de 309m^2 ; para realizar el análisis sísmico se utilizó el software Etabs, donde se determinaron las derivas, desplazamientos laterales, periodo de vibración, fuerza cortante en la base, diagrama de momentos flectores y los diseños

Los softwares utilizados para la investigación aumentan la eficiencia de realizar el análisis estructural y el diseño y el desarrollo de detalles estructurales, lo que nos ayudará a acelerar el proceso de desarrollo de proyectos de ingeniería estructural y mejorar la calidad de los diseños y la dinámica de los cambios que puede existir en un menor tiempo.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

Debido a la división geográfica de nuestra nación, los sismos de gran magnitud han venido provocando una serie de catástrofes que afectan directamente a las familias y personas más vulnerables.

Los movimientos sísmicos que se han registrado a lo largo de la antigüedad y en años más recientes, como en 2001, cuando murieron 4 personas y se destruyeron 6.000 viviendas, demuestran que la ciudad de Tacna está situada en un lugar altamente sísmico (según el INDECI), son ampliamente conocidos los peligros y riesgos, los cuales puede ocurrir en cualquier momento.

Por ello, los proyectos de construcción modernos deben tener en cuenta el uso de herramientas de cálculo estructural para un diseño minucioso que pueda soportar movimientos sísmicos.

Con el fin de garantizar el mejor diseño sismorresistente posible que pueda proteger la vida de las personas, es crucial cumplir los requisitos de seguridad y capacidad de servicio descritos en las normas técnicas para edificios E.030 diseño sismorresistente (2018) y E.060 concreto armado. Todo ello teniendo siempre presente el principio de diseño sismorresistente para emplazamientos sísmicos.

Las viviendas multifamiliares permiten vivir a más personas en un espacio más reducido, por lo que estos edificios aumentan de altura y tienen más plantas.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema General

¿Cómo aplicar las herramientas de cálculo estructural para el diseño detallado de una edificación multifamiliar en la ciudad de Tacna?

1.2.2. Problemas Específicos

- a. ¿Cuál es la estructuración de los diferentes elementos estructurales de una edificación multifamiliar?
- b. ¿Cuáles son las dimensiones de los elementos estructurales correspondientes a vigas, columnas, losa aligerada y cimentaciones?

- c. ¿Cuál es el análisis estático y dinámico de la estructura y su diseño de los elementos estructurales?

1.3. Justificación e importancia

La norma técnica para edificios E.030 Diseño sismorresistente, E.060 concreto armado asegura que los proyectos de edificios multifamiliares tengan un comportamiento dúctil libre de fallas ante sismos de gran magnitud. Para disminuir los daños en obras civiles afectadas por los eventos sísmicos, se deben utilizar criterios y diseño estructural sismorresistente.

Desde una perspectiva social, la aplicación de la norma técnica de edificación permitirá un diseño estructural sismorresistente que garantice la seguridad de las personas durante toda su vida útil.

El presente proyecto de tesis culminará con la correcta aplicación de la norma técnica de edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente, E.060 Hormigón armado, y la aplicación de herramientas de cálculo estructural para el diseño detallado de un edificio multifamiliar en la ciudad de Tacna utilizando softwares revit structure y etabs.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Aplicación de herramientas de cálculo estructural para el diseño detallado de una edificación multifamiliar en la ciudad de Tacna.

1.4.2. Objetivos Específicos

- a. Determinar la estructuración de los diferentes elementos estructurales correspondientes edificación multifamiliar.
- b. Determinar las dimensiones de los elementos estructurales correspondientes a vigas, columnas, losa aligerada y cimentaciones.
- c. Determinar el análisis estático y dinámico de la estructura y diseño de los elementos estructurales.

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis General

La aplicación de herramientas de cálculo estructural permite optimizar el diseño detallado de una edificación multifamiliar en la ciudad de Tacna.

1.5.2. Hipótesis Específicos

- a. La estructuración de los diferentes elementos estructurales son vigas, columnas, losa aligerada y cimentaciones.
- b. Al aplicar las dimensiones de los elementos estructurales correspondientes a vigas, columnas, losa aligerada y cimentaciones se determina al cumplimiento de una resistencia exigida en el diseño.
- c. El análisis estático y dinámico de la estructura y diseño de los elementos estructurales se obtiene una adecuada resistencia de acuerdo a los parámetros establecidos en la norma E. 030 y E.060.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. A nivel internacional

Ortiz (2012) efectuó la investigación titulada “Diseño estructural sismo-resistente de los edificios de departamentos de hormigón armado “Limburg Platz” de la ciudad de Quito, para garantizar la seguridad de los ocupantes”. cuyo objetivo era realizar un análisis estructural de los complejos de apartamentos conocidos como "LIMBURG PLATZ" en Quito para garantizar la seguridad de sus inquilinos.

Espinoza, Oporto y Roldan (2016) efectuó la investigación titulada “Cálculo y diseño estructural del edificio multifamiliar “BORNEO” cuyo objetivo fue disponer de un documento técnico que consigne el análisis y diseño estructural del edificio multifamiliar “BORNEO”, utilizando herramientas de programas computacionales especializados conforme a lineamientos de normas y reglamentos vigentes, con objeto de optimizar el dimensionamiento de los elementos estructurales.

2.1.2. A nivel nacional

Rojas (2018) efectuó la investigación titulada “Comparativa en el Diseño Estructural de una edificación de 04 niveles, aplicando métodos tradicionales y metodología BIM - concepción 2018”, cuyo objetivo es que la metodología BIM se utiliza en lugar de las formas convencionales para ejecutar el diseño estructural de la manera más eficaz posible. Su proyecto consto de cuatro niveles de la misma zona residencial es empezar con un plan arquitectónico que cumpla las normas vigentes en la actualidad. Hizo una simulación estructural mediante el software Etabs.

Al permitir procesos automatizados y el trabajo colaborativo en un único modelo 3D con otras partes interesadas en el proyecto, la metodología BIM es más eficaz.

López (2019) efectuó la investigación titulada “Diseño del edificio multifamiliar Cellerini de diez niveles por el sistema convencional y con disipadores de energía en la ciudad de Chiclayo”, cuyo objetivo fue Diseñar el edificio multifamiliar Cellerini de diez plantas utilizando disipadores de energía y el sistema convencional. Obteniendo sus resultados mediante el diseño de los elementos

estructurales del edificio de concreto armado, diseño de los disipadores de energía de fluido viscoso, comportamiento sismorresistente de los sistemas de evaluar, planos estructurales y su presupuesto. Finalmente concluye que es recomendable Finalmente concluye que es recomendable.

2.1.3. A nivel local

Espinoza (2015) realizó la investigación titulada “Análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de 5 niveles de concreto armado en la ciudad de Tacna – 2022”, cuyo objetivo fue estructurar y pre-dimensionar los elementos estructurales y en seguida fue se realizó el análisis sísmico y diseño de la estructura de concreto armado, realizado el análisis sísmico con software Etabs aplicando las normativas vigentes para garantizar el comportamiento de la estructura y la funcionalidad de diseño arquitectónico de una área de 126 m² de la ciudad de Tacna.

Anco y Mamani (2020) realizaron el proyecto “Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de cinco niveles con muros de ductilidad limitada en la ciudad de Tacna-2020”, cuyo objetivo fue analizar y diseñar según la estructuración de los elementos estructurales y que garantice la rigidez en la estructura, y los desplazamiento laterales que se generan en ambos sentidos deben estar dentro del parámetro establecido en la norma técnica, para evitar la presencia de irregularidades torsionales.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Metodología Bim

BIM es una metodología para gestionar todos los procesos de construcción mediante un modelo informático a lo largo del ciclo de vida de un proyecto; la convergencia de la información de los objetos del proyecto en un proceso de actualización continua de la información del modelo del edificio hace posible que toda la información del proyecto esté disponible en todo momento.

2.2.2. Software Revit Structure 2022

El modelado de información de construcción requiere el trabajo de diseño, redacción y programación que hace posible la plataforma de diseño y

documentación de Revit (BIM). Cuando es necesario, BIM ofrece detalles sobre el diseño, el alcance, los números y las fases de un proyecto.

El propio modelo virtual del edificio se representa como una visualización de datos en cada plano de dibujo, vista 2D/3D y tabla de planificación del modelo de Revit. Revit recopila información sobre el proyecto de construcción a medida que se trabaja en el modelo del edificio y la incorpora a las distintas representaciones del proyecto.

Cualquier modificación realizada en una vista del modelo, plano de dibujo, tabla de programación, sección o plano se sincroniza instantáneamente mediante el motor de cambios paramétricos de Revit.

2.2.2.1. Funciones

Del mismo modo, Chacón y Cuervo (2017) afirman las funciones de trabajo más cruciales de Revit incluyen:

Componentes de diseño y construcción: Desde la conceptualización hasta el plan de construcción, la aplicación ofrece herramientas para diseñar el proyecto.

Perspectivas y secciones: Permite ver y evaluar el edificio desde todos los ángulos, incluidas las perspectivas de alzado, sección y sección transversal.

Modelo para proyecto integrados: ofrece un conjunto de herramientas para organizar los numerosos componentes del proyecto, su documentación y los datos relacionados. permite ajustar la geometría sólo introduciendo números, genera referencias automáticas de dibujos, estima costes y coordina versiones para que todos los datos, imágenes, referencias y croquis estén actualizados.

2.2.3. Software Etabs V. 20.3

La versión más reciente de ETABS proporciona herramientas inigualables de modelado y visualización de objetos en 3D, potentes funciones analíticas lineales y no lineales, sofisticadas opciones de dimensionamiento para una gran variedad de materiales y gráficos, informes y esquemas esclarecedores que facilitan la comprensión del análisis y los resultados correspondientes.

ETABS cubre todos los elementos del proceso de dimensionamiento, desde el modelado de la estructura hasta la producción de planos y detalles. Las

instrucciones de diseño son fáciles de usar y permiten generar rápidamente planos y alzados estructurales, lo que facilita más que nunca la creación de modelos. Los dibujos CAD pueden traducirse inmediatamente en modelos ETABS o utilizarse como modelos propiamente dichos.

Para modelar y dimensionar edificios, tanto estructuras industriales de una sola planta como rascacielos de varias plantas, los ingenieros estructurales pueden utilizar el conjunto especial de herramientas de ETABS. Desde la publicación de su versión inicial, ETABS ha seguido ofreciendo a sus usuarios un programa vanguardista, eficaz y fácil de usar con un potencial ilimitado.

2.2.3.1. Funciones

Con ETABS, puede modelar, analizar, dimensionar, detallar y producir informes utilizando una interfaz especial. El acceso a los objetos, propiedades e informes se realiza fácilmente a través del explorador de modelos.

Para gestionar mejor el comportamiento en circunstancias únicas, ahora pueden aplicarse factores de escala a los atributos del material dependientes del tiempo (fluencia, contracción y rigidez).

Ahora que el patrón de carga viva es un tipo de carga, es posible asignar manualmente cargas vivas a varias partes de la estructura, que cambiarán automáticamente en combinaciones de carga para lograr la mejor respuesta.

Para empezar rápidamente con un nuevo modelo, ETABS incluye un gran número de plantillas. Es posible especificar la malla, su cuadrícula y el número de plantas del edificio durante esta fase del proceso de modelado. Las secciones transversales de los componentes estructurales, las acciones uniformes, el peso propio y la sobrecarga pueden predefinirse.

Ahora es posible medir en pantalla la longitud de las líneas, el ángulo entre dos líneas y las áreas y perímetros de polígonos cerrados.

Las importaciones de Perform3D ahora admiten componentes no lineales «Bisagra de momento, tipo rotación», «Bisagra de corte, tipo desplazamiento» y «Bisagra P-M2-M3, tipo rotación de hormigón». Además, ahora se pueden importar las cargas de los elementos, las cargas nodales y el peso propio.

La importación y exportación directa de archivos EXR es ahora posible a través de las soluciones ETABS, CSI SAP2000 y SAFE. Anteriormente, CSiXRevit tenía que ser utilizado como intermediario para realizar esta operación.

2.2.4. Estructuración

Delgado (2011) afirma: El diseño de un edificio incluye una serie de componentes estructurales, cada uno de los cuales tiene una finalidad específica:

Losas: Aligerados, macizas y nervadas

Columnas: Estructurales y columnetas

Vigas: Principales y secundarias

Muros no portantes y muros estructurales

Cimentaciones corridas para muros no portantes

Zapatas: Aisladas y combinadas

Las vigas y las columnas, los dos primeros componentes estructurales, forman el pórtico estructural, que soporta el peso de las cargas vivas y muertas del edificio. Esta mejor distribución de las cargas mejora el comportamiento estructural (p. 38).

Las cargas dinámicas y estáticas del edificio son soportadas por los dos primeros componentes estructurales (vigas y pilares), que juntos forman el pórtico estructural. Esta mejor distribución de las cargas mejora el comportamiento estructural (p. 38).

2.2.4.1. Estructuración de Losas

La distancia entre apoyos afecta al grosor de la losa. Las viguetas deben colocarse en la dirección de la menor distancia entre apoyos si se aligera la losa.

Además, tal como se indica en el Reglamento Peruano de Concreto Armado, se aconseja que el espesor de la losa aligerada sea $L/25$, donde L es la luz libre entre ejes.

2.2.4.2. Estructuración de Vigas

Existen criterios sencillos para vigas que, en algunas situaciones, tienen en cuenta el hecho de que las tensiones verticales y sísmicas se combinan, y en tabla 1 se muestra los criterios el peralte de la viga.

Tabla 1*Criterios prácticos de Vigas*

Criterios	
Simplemente apoyadas	$h=L/12 @ L/10$
Extremos Continuos	$h=L/12 @ L/14$
Criterio práctico frente a sismo	$h=L/10$

*Nota. Delgado 2011***2.2.4.3. Estructuración de Columnas**

Debido a la utilización en el edificio de un sistema de pórticos, se aplica el criterio de dimensionamiento de cargas verticales. Esto permite reducir significativamente los momentos provocados por las solicitaciones sísmicas, en la tabla 2 se muestra los criterios de predimensionamiento

Tabla 2*Criterios predimensionamiento*

Criterios de predimensionamiento	
Forma parte del pórtico sísmico	$h=L/12 @ L/10$
No forma parte del pórtico sísmico	$h=L/12 @ L/14$

Carga total=área tributaria total*1 ton/m²*Nota. Delgado 2011***2.2.5. Análisis Estructural**

Es necesario calcular y analizar los efectos de las cargas y fuerzas internas sobre una estructura. Para los ingenieros de estructuras, en particular, es fundamental comprender los patrones de carga y cómo afectan a los diseños (Martínez y Ramírez, 2000).

2.2.6. Diseño estructural

Consiste en determinar las características estructurales de un edificio mediante procesos como el predimensionamiento, la estructuración y el análisis, todos ellos realizados por un ingeniero estructural.

2.2.7. Pre dimensionamiento

2.2.7.1. Losa aligerada

En nuestro ejemplo, dado que estamos hablando de losas aligeradas en una dirección, estas cargas se enviarán a las vigas principales. Podremos transferir las cargas dispersas por la losa en una o ambas direcciones a las vigas utilizando este componente estructural.

Al predimensionar la losa aligerada se tendrá la ecuación 1:

$$h = \frac{L_n}{25} \quad (1)$$

Donde:

h: altura de la losa aligerada.

L_n : Longitud menor de la sección en planta de la losa aligerada.

2.2.7.2. Losa maciza

Según Blanco (1994), las losas macizas pueden dimensionarse restando 5 cm al espesor de una losa aligerada para obtener el espesor de una losa maciza, que tiene el inconveniente de ser más pesada.

Espesor (maciza) = Espesor (aligerada) – 5 cm

Espesor (maciza) = 20 cm – 5 cm

Espesor (maciza) = 15 cm

En tabla 3 se aprecia los espesores utilizados para losas macizas según las luces.

Tabla 3

Dimensiones losas Macizas

Dimensiones según criterios	
Luces ≤ 4,00 mts	h=12 o 13 cm.
Luces ≤ 5,50 mts	h=15 cm.
Luces ≤ 6,50 mts	h=20 cm.
Luces ≤ 7,50 mts	h=25 cm.

Nota. Extraído de Norma técnica

Si se tienen en cuenta las losas reforzadas bidireccionales, las dimensiones mencionadas pueden reducirse. A menos que los bordes creados por vigas o paredes no estén todos orientados en la misma dirección, Cuando los cuatro bordes

de una losa maciza están formados por muros o vigas, la losa actuará y se comportará de forma natural en dos direcciones.

En tabla 4 se visualiza criterios para calcular peralte de losas macizas

Tabla 4

Losas Macizas

Dimensiones según criterios	
Simplemente apoyada: h=L/20	Losas exteriores: h=Perímetro/160
Ambos extremos continuos: h=L/26	Losas interiores: h=Perímetro/180
En voladizo: h=L/10	

Nota. Extraído de Norma técnica

2.2.7.3. Vigas

Emplearé dos tipos diferentes de vigas para estos componentes estructurales, que nos permitirán aceptar las cargas horizontales de los forjados más ligeros y transferirlas a los cimientos mediante las columnas, las vigas principales, que serán perpendiculares a la dirección de las viguetas, y las vigas secundarias, que serán paralelas a la dirección de las viguetas de la losa aligerada; se empleara estas relaciones en todos los escenarios, ya que este miembro estructural debería diseñarse para colapsar por flexión en lugar de por cizalladura, consiguiendo un fallo de tipo dúctil.

En la ecuación 2 se calcula el peralte de la viga utilizando la longitud libre de la viga.

$$h = \frac{L_n}{10} \text{ a } \frac{L_n}{12}; \quad b = \frac{h}{2}, \quad (2)$$

Donde:

h: altura de viga. (m)

b: base de viga. (m)

Ln: Longitud libre de la viga. (m)

La norma peruana de concreto armado indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25cm.

2.2.7.4. Columnas

Podremos recibir las cargas de las vigas y enviarlas a la subestructura a través de los cimientos antes de transferirlas a la tierra gracias a este componente estructural.

Para estructuras con muros de cortante en ambas direcciones, donde se verá la influencia principal de los muros en la rigidez y resistencia lateral, las columnas pueden dimensionarse asumiendo la expresión 3.

$$Area\ bruta = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 * f'c} \quad (3)$$

columnas con menor carga axial, como las columnas exteriores o de esquina, pueden dimensionarse para el mismo tipo de edificio con las ecuaciones 4 y 5:

$$Area\ bruta = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 * f'c} \quad (4)$$

$$P(\text{servicio}) = P * A_T * N \quad (5)$$

Donde:

P: Peso que depende de la categoría de la edificación

A_T : Área tributaria de la columna

N: Numero de pisos de la estructura

La siguiente tabla 5 muestra los valores posibles para el peso del edificio:

Tabla 5

Peso de acuerdo a la categoría de la Edificación

Categoría de la edificación	Peso (kg/m²)
Edificios de categoría A	1500
Edificios de categoría B	1250
Edificios de categoría C	1000

Nota. Extraído de la norma técnica E.030

2.2.7.5. Escalera

La escalera no se representará en el diseño porque no aumenta la rigidez de la estructura. En su lugar, se modelará por separado y se diseñará doblándola como una viga, teniendo en cuenta la siguiente ecuación 6.

$$t = \frac{L_n}{20} \quad (6)$$

Donde:

t: espesor de la losa.

L_n : distancia entre apoyos

2.2.8. Cargas de Diseño

2.2.8.1. Carga Muerta o Pesos Propios

Según la norma técnica E.020 cargas (2006) A partir de los pesos unitarios (tabla 6), se tendrá en cuenta el peso real de los componentes que componen y sostienen el edificio. En tabla 6 visualizamos los pesos específico para la investigación.

Tabla 6

Peso específico de materiales para el proyecto

Material	Peso específico
Concreto Armado	$y_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
Concreto Simple	$y_c = 2300 \text{ kg/m}^3$
Unidades de arcilla cocida solidas	$y_m = 1800 \text{ kg/m}^3$
Unidades de arcilla cocida huecas	$y_m = 1350 \text{ kg/m}^3$
Aligerado e=0,20	300 kg/m^2
Acabados	100 kg/m^2
Tabiques	100 kg/m^2

Nota. Extraído de la norma técnica E.020 cargas

2.2.8.2. Cargas Vivas o Sobrecargas

Así mismo la norma técnica E.020 cargas (2006), especifica los valores mínimos de sobrecarga para las distintas formas de ocupación o utilización (tabla 7); estos valores también contienen un margen para situaciones de impacto ordinario.

Tabla 7*Cargas repartidas*

Ocupación	Cargas repartidas (kgf/m ²)
Vivienda	200
Corredores y escaleras	200
Techo	100

Nota. Extraído de la norma técnica E.020 cargas

2.2.9. Normas E.030 Diseño Sismorresistente (2018)

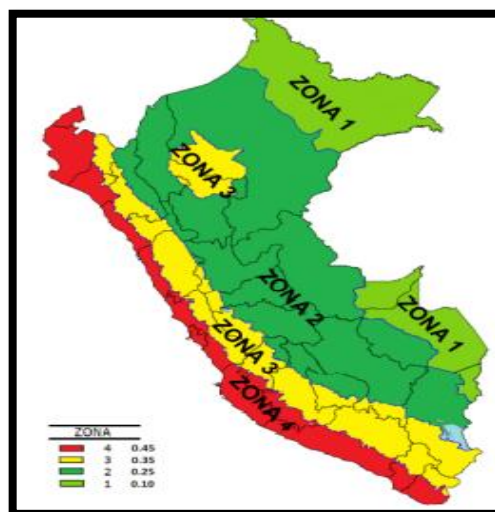
La norma establece los requisitos mínimos para el análisis sísmico de las estructuras. De acuerdo con las directrices establecidas con los materiales utilizados, cada edificio y cada componente de una construcción debe ser construido y construido para resistir las fuerzas sísmicas descritas en esta norma.

2.2.9.1. Zonificación

Según la normativa vigente, la figura 1 representa las cuatro zonas numeradas que componen la superficie nacional de Perú.

Figura 1

Mapa de zonificación de zonas sísmicas del Perú



Nota. Norma Técnica E.030

Zonas sísmicas

En tabla 8, muestra el valor asignado a cada factor de zona.

Tabla 8

Factor de zona "Z"

	Zona Sísmica	Z(g)	
	4	0,45	
	3	0,35	
	2	0,25	
<i>Nota.</i>	1	0,10	Extraído de la

norma técnica peruana E.030 (2018)

2.2.9.2. Categoría de las Edificaciones

Según la normativa vigente en ese momento, a cada forma de construcción se le asigna un factor de utilización (U), como se indica en el tabla 9.

Tabla 9

Categoría de las edificaciones y factor "U"

Categoría	Factor (U)
A Edificaciones Esenciales	1,5
B Edificaciones Importantes	1,3
C Edificaciones Comunes	1,0

Nota. Extraído de la norma técnica e.030 (2018)

2.2.9.3. Parámetros de sitio

Las tablas 10 y 11 presentan el factor suelo por zonas y los tiempos TP y TL, respectivamente, en función del perfil del suelo.

Tabla 10*Factor de Suelo.*

Zona	So	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota. Extraído de la norma técnica peruana E.030 (2018)

Tabla 11*Periodos “TP” y “TL”*

Periodos	So	S1	S2	S3
TP(S)	0,3	0,4	0,6	1,0
TL(S)	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota. Extraído de la Norma Técnica Peruana E.030 (2018)

2.2.9.4. Factor de amplificación sísmica (C)

Se define acuerdo a las características de sitio en las ecuaciones 7, 8 y 9.

$$T < T_p \quad c = 2,5 \quad (7)$$

$$T_p < T < T_l \quad c = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad (8)$$

$$T > T_l \quad c = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_l}{T^2} \right) \quad (9)$$

2.2.9.5. Perfil del Suelo

2.2.9.5.1. Perfil Tipo So Roca dura

Las rocas sanas entran en esta categoría si su velocidad de propagación de la onda de corte es superior a 1500 m/s. (Norma Técnica Peruana E.030 2018).

2.2.9.5.2. Perfil Tipo S1 Roca o suelos muy rígidos

Suelos muy rígidos, macizos homogéneos y rocas sonoras con diversos grados de fractura y velocidades de propagación de ondas de corte entre 500 y 1500 m/s (Norma Técnica Peruana E.030 2018).

2.2.9.5.3. Perfil Tipo S2 Suelos intermedios

Con velocidades de propagación de ondas de corte que oscilan entre 180 m/s y 500 m/s, estos suelos entran en la categoría de suelos moderadamente rígidos. Norma Técnica E.030 del Perú para 2018

2.2.9.5.4. Perfil Tipo S3 Suelos blandos

Esta clase incluye suelos flexibles con velocidades de propagación de ondas de corte menores a 180 m/s. Norma Técnica E.030 para Perú para 2018

2.2.9.5.5. Perfil Tipo S4 Condiciones Excepcionales

Esta categoría comprende suelos inusualmente flexibles y lugares con características geológicas y/o topográficas adversas que requieren una investigación específica del lugar. (Norma Técnica Peruana E.030 2018).

En la tabla 12 se visualiza la clasificación de los perfiles del suelo.

Tabla 12

Factor de Suelo.

Perfil	Vs	N60	Su
	>1500m/s		
S0	500 m/s a 1500	-	-
S1	m/s	>50	>100kPa
S2	180 m/s a 500	15 a 50	50kPa a 100kPa
S3	m/s	<15	25 kPa a 50 kPa
S4	<180m/s	Clasificación	Basada en el EMS
	d		

Nota. Extraído de la norma técnica E.030 (2018)

2.2.9.6. Sistemas Estructurales

Se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en las dos direcciones de análisis, visualizamos en tabla 13.

Tabla 13*Sistema estructural.*

Sistema estructural	Coefficiente básico de reducción (Ro)
Concreto armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Nota. Extraído de la norma técnica E.030 (2018)**2.2.9.7. Factores de irregularidad**

Se determina como el menor de los valores de la tabla 14 correspondientes a irregularidades estructurales existentes en altura o planta.

Tabla 14*Factores de irregularidad en altura y planta*

Irregularidad estructural en altura	Factor de irregularidad la
Irregularidad de Rigidez-Piso blando	
Irregularidad de Resistencia -Piso débil	0,75
Irregularidad Extrema de Rigidez	
Irregularidad Extrema de Resistencia	0,50
Irregularidad de masa o de peso	0,90
Irregularidad de geometría Vertical	0,90
Discontinuidad en los sistemas Resistentes	0,80
Irregularidad estructural en planta	Factor de irregularidad Ip
Irregularidad torsional	0,75
Irregularidad torsional extrema	0,60
Esquinas entrantes	0,90
Discontinuidad de diafragma	0,85
Sistemas no paralelos	0,90

Nota. Extraído de la norma técnica E.030 (2018)

Se determina por el producto del tipo de sistemas estructural y coeficiente básico de reducción por la siguiente ecuación 10

$$R = R_0 \times I_a \times I_p \quad (10)$$

Donde:

R_o = Coeficiente básico de reducción

I_a = Factor de irregularidad en altura

I_p = Factor de irregularidad en planta

2.2.9.8. Análisis estático

La norma técnica E.030 diseño sismorresistente exige que, para utilizar el método de análisis estático, las tensiones sísmicas se calculen utilizando un conjunto de fuerzas que actúen en el centro de masa de cada nivel de la estructura por la ecuación 11

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} * P \quad (11)$$

2.2.9.9. Análisis dinámico

2.2.9.9.1. Modos de vibración

Según la norma técnica E.030 diseño sismorresistente, la rigidez y la distribución de masas del edificio deben modelarse con precisión para calcular los modos de vibración.

Utilizar los tres primeros modos predominantes como mínimo en la dirección de análisis hasta que sus masas efectivas combinadas igualen o superen el 90% de la masa de toda la estructura.

La aceleración espectral se calcula por ecuación 12

$$s_\alpha = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} * g \quad (12)$$

Donde:

s_α : Aceleración espectral

g : Gravedad

2.2.9.9.1. Determinación de desplazamiento laterales

El desplazamiento se genera cuando el edificio entra en un estado inelástico. Se calculan multiplicando por $0,75 \cdot R$ los resultados obtenidos de análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

En tabla 15, apreciamos los máximos desplazamientos relativos de entrepiso dependiendo del sistema estructural del edificio.

Tabla 15

Límites para la distorsión de entrepiso

Material predominante	$\Delta_i h_{ei}$
Concreto armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota. Extraído de la norma técnica E.030 (2018)

2.2.10. Normas E.020 Cargas (2006)

Según la normativa la tabla 16, se visualiza los valores de cargas muertas y cargas vivas indica los siguientes parámetros

Tabla 16

Cargas muertas y vivas.

Cargas muertas kg/m³	Valor
Concreto simple	2300
Concreto armado	2400
Acero de refuerzo	7850
Cargas vivas kg/m²	
Viviendas	
Habitaciones	200
Pasillos y escaleras	200
Techo	100

Nota. Extraído de la Norma Técnica E.020 (2006)

2.2.11. Normas E.060 Concreto Armado (2009)

Las normas establecen los requisitos mínimos para la planificación de los componentes estructurales, la selección de materiales, la construcción de estructuras de hormigón armado, pretensado y básico, así como para el control de

calidad y la supervisión de estos proyectos. Debe darse prioridad a esta norma en caso de divergencia con otras.

2.2.11.1. Módulo de elasticidad

Según la norma, debe utilizarse la ecuación 13 para calcular el módulo de elasticidad del hormigón y la ecuación 14 para determinar el módulo de elasticidad del acero.

$$E_c = 1500\sqrt{F'c} \quad (13)$$

$$E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad (14)$$

2.2.11.1. Factores de amplificación de carga

La tabla 17 de la norma enumera las combinaciones de carga para cargas sísmicas (CS), cargas vivas (Cv) y cargas muertas (CM).

Tabla 17

Combinaciones de cargas.

Cargas muertas	Cargas Vivas	Cargas de Sismo
1,4 CM +	1,7 CV	
1,25 CM +	1,25 CV	+CS
1,25 CM +	1,25 CV	-CS
0,9 CM +		CS
0,9 CM -		CS

Nota. Extraído de la norma técnica E.060 (2009)

2.2.11.2. Factores de resistencia

La tabla 18 enumera los factores de reducción de acuerdo con la norma:

Tabla 18

Cargas muertas y vivas.

Efecto	Valor
Flexión sin carga axial	0,90
Carga axial de tracción con o sin flexión	0,90
Carga axial de compresión con o sin flexión	0,70
Cortante	0,85

 Torsión

Nota. Extraído de la norma técnica peruana E.060 (2019)

2.2.11.3. Flexión

2.2.11.3.1. Acero mínimo a flexión

La ecuación 15 se utiliza para obtener el acero mínimo para vigas rectangulares, y la ecuación 16 para determinar el acero mínimo para losas macizas.

$$A_{s_{min}} = \frac{0,7\sqrt{f'c}}{f_y} * b_w d \quad (15)$$

$$A_{s_{min}} = 0,0018bh \quad (16)$$

El acero máximo para flexión A_{sb} es la menor cantidad de acero bajo tensión necesaria para generar un fallo equilibrado, mientras que $0,75A_{sb}$ es la máxima cantidad de acero que se puede utilizar en vigas (Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

2.2.11.3.2. Fuerza Cortante

Para calcular la fuerza cortante reemplazamos la ecuación 17.

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c} * b_w d \quad (17)$$

2.2.12. Normas E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)

Para realizar el estudio de mecánica de suelos se deberá considerar los requisitos mínimos que establece la norma técnica E. 050 suelos y cimentaciones para garantizar la estabilidad y durabilidad de los proyectos.

2.2.13. Cimentaciones superficiales

La norma Técnica E.060 indica que para estados de carga donde se aplican fuerzas sísmicas, el valor de resistencia del suelo a la presión admisible puede incrementarse en un 30%, a menos que se especifique lo contrario en el estudio mecánico del suelo.

También se menciona que cuando el suelo tenga una baja capacidad portante, indica que se podría usar los pilotes.

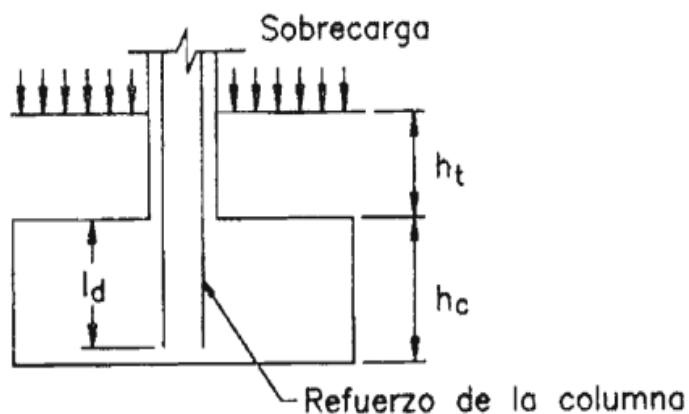
2.2.13.1. Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son las más usuales de cimentaciones y son económicas. La columna puede estar centrado o excéntrico, y los tres componentes de la carga axial son la carga muerta, la carga viva y la carga sísmica.

En figura 2 y figura 3 apreciamos los detalles de la zapata aislada y sección crítica.

Figura 2

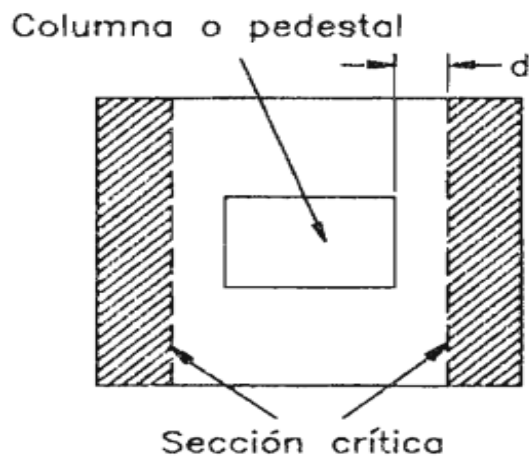
Detalle de la zapata aislada



Nota. Estructuras de concreto armado -Teodoro E. Harmsen

Figura 3

Sección crítica



Nota. Diseño de estructuras de concreto armado -Teodoro E. Harmsen

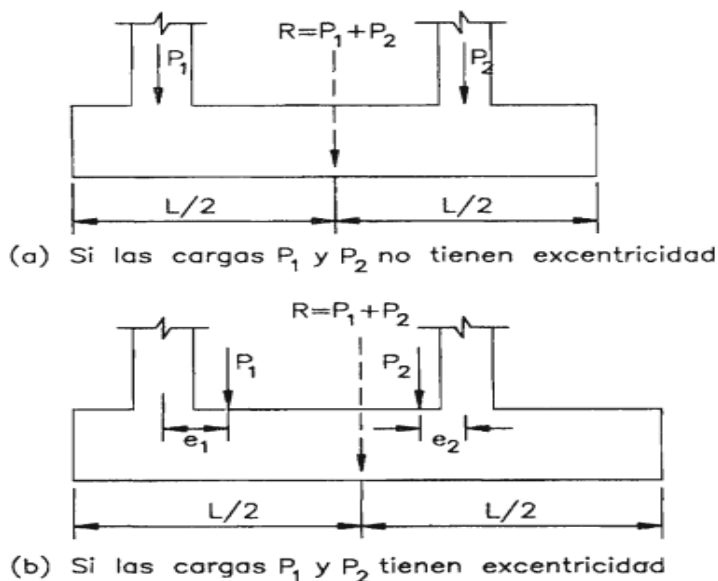
2.2.13.2. Zapatas combinadas

Se utiliza una zapata única para conectar las zapatas cuando están cerca unas de otras o cuando la capacidad portante del suelo es limitada. Las zapatas combinadas están formadas por una zapata común y dos o más columnas alineadas.

En figura 4 se muestra el detalle de zapata combinada

Figura 4

Detalle de la zapata combinada



Nota. Diseño de estructuras de concreto armado -Teodoro E. Harmsen

2.2.14. Cargas excéntricas

El sistema producido por estas tres sollicitaciones será estáticamente equivalente a una carga vertical excéntrica, situada en el lugar (e_x , e_y), cuando los cimientos poco profundos transmitan al suelo una carga vertical y los momentos en M_x y en M_y operando conjuntamente a lo largo de los ejes x e y correspondientemente por la ecuación 18.

$$e_x = \frac{M_x}{Q}, \quad e_y = \frac{M_y}{Q} \quad (18)$$

Las dimensiones de los cimientos se corrigen en función de la excentricidad reduciéndola dos veces para la ubicación de la carga en el centro de gravedad.

Para el cálculo de ancho se utiliza la ecuación 19

$$B' = B - 2e_x, L' = L - 2e_y \quad (19)$$

Norma técnica E.050 suelos y cimentaciones, sugiere que el centro de gravedad del área efectiva debe tener forma rectangular, estar más cerca de la base real y coincidir con la ubicación de la carga excéntrica.

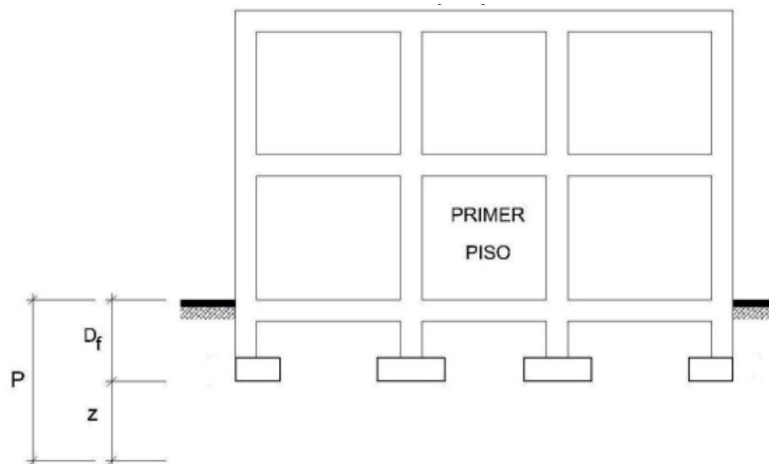
2.2.15. Profundidad de cimentación

En las zapatas aisladas y zapatas corridas se mide desde el nivel de la superficie del suelo hasta la base de la cimentación, a excepción de los edificios con sótanos, en los que se medirá desde el nivel del suelo acabado del sótano hasta la parte inferior de la cimentación.

Figura 5 apreciamos los detalles de las cimentaciones.

Figura 5

Detalle de la cimentación



Nota. Norma técnica E.050 suelos y cimentaciones (2018)

2.2.16. Módulo de balasto

Llamado también coeficiente de reacción del suelo, que define la relación entre la presión que actúa en un punto y el asentamiento que se produce, dependiendo de las propiedades del suelo y de las dimensiones del área que carga contra el suelo.

Presenta la rigidez frente al asentamiento del terreno; un coeficiente mayor de balasto, donde el suelo será rígido y los asentamientos serán menores, y en un coeficiente menor de balasto los asentamientos serán mayores con grandes deformaciones.

Tabla 19 de valores de módulo de reacción del suelo o coeficiente de balasto, las reacciones están en función de resistencia admisible del terreno en cuestión.

Tabla 19

Módulo de reacción del suelo

Esf Adm kg/cm²	winkler kg/cm²	Esf Adm kg/cm²	winkler kg/cm²	Esf Adm kg/cm²	winkler kg/cm²
0,25	0,65	1,55	3,19	2,85	5,70
0,30	0,78	1,60	3,28	2,90	5,80
0,35	0,91	1,65	3,37	2,95	5,90
0,40	1,04	1,70	3,46	3,00	6,00
0,45	1,17	1,75	3,55	3,05	6,10
0,50	1,30	1,80	3,64	3,10	6,20
0,55	1,39	1,85	3,73	3,15	6,30
0,60	1,48	1,90	3,82	3,20	6,40
0,65	1,57	1,95	3,91	3,25	6,50
0,70	1,66	2,00	4,00	3,30	6,60
0,75	1,75	2,05	4,10	3,35	6,70
0,80	1,84	2,10	4,20	3,40	6,80
0,85	1,93	2,15	4,30	3,45	6,90
0,90	2,02	2,20	4,40	3,50	7,00
0,95	2,11	2,25	4,50	3,55	7,10
1,00	2,20	2,30	4,60	3,60	7,20
1,05	2,29	2,35	4,70	3,65	7,30
1,10	2,38	2,40	4,80	3,70	7,40
1,15	2,47	2,45	4,90	3,75	7,50
1,20	2,56	2,50	5,00	3,80	7,60
1,25	2,65	2,55	5,10	3,85	7,70
1,30	2,74	2,60	5,20	3,90	7,80
1,35	2,83	2,65	5,30	3,95	7,90
1,40	2,92	2,70	5,40	4,00	8,00
1,45	3,01	2,75	5,50		
1,50	3,10	2,80	5,60		

Nota. Norma Técnica E.050 suelos y cimentaciones

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

2.3. Diseño de la Investigación

El diseño de la investigación será de tipo No experimental, en el cual se desarrollará un análisis sismorresistente, diseño y modelamiento de la edificación multifamiliar continuamente cumpliendo el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

2.4. Acciones y actividades

Para desarrollar el proyecto de investigación del diseño detallado de la edificación multifamiliar de la ciudad de Tacna

Para la aplicación de herramientas de cálculo estructural se realizara un análisis y diseño de la edificación multifamiliar en softwares Etabs v20 y en Revit Structure 2022 y hacer cumplir con las disposiciones de la Norma Técnica E. 030 Diseño Sismorresistente, E.060 concreto armado.

En el diseño detallado de la edificación multifamiliar se realizará la correcta estructuración, el predimensionamiento de los elementos estructurales y los análisis estáticos y dinámicos de la estructura aplicando los softwares, Etabs v20 y en Revit Structure 2022, los criterios y requisitos mínimos establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

2.5. Materiales y/o instrumentos

- Norma Técnica de Edificaciones (actualizada)
- Planos de arquitectura
- Laptop i7 9na generación
- Softwares
- Revit structure 2022
- Etabs v20.3
- Office y otros

2.6. Población y/o muestra de estudio

2.6.1. Población

Edificación multifamiliar de cinco niveles de la ciudad de Tacna.

2.6.2. Muestra

Los elementos estructurales

2.7. Procesamiento y análisis de datos

2.7.1. Análisis sismorresistente en la estructura

2.7.1.1. Características del suelo

Las características de suelos considerado para la ciudad de Tacna, son conformadas por suelos compuestos por gravas bien graduadas que no presentan problemas de amplificación sísmica, su asentamiento esta entre 1,09 cm a 1,22 cm y con una capacidad portante de 3.50 kg/cm²

2.7.1.2. Materiales Usados

2.7.1.2.1. Propiedades de los materiales

En tabla 20 se aprecia las propiedades mecánicas de materiales

Tabla 20

Propiedades mecánicas de los materiales.

Material	Peso específico	Módulo de elasticidad	Módulo de poisson	Resistencia a la compresión
Concreto	$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$	$E_c = 1500\sqrt{f'_c}E_a$	$\mu=0,2$	$f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$
Acero	$\gamma_a = 7800 \text{ kg/m}^3$	$E_a=2*10^6 \text{ kg/cm}^2$	$\mu=0,3$	$f'_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
albañilería	$\gamma_m = 1800 \text{ kg/m}^3$	$E_m=500 f'_m$	$\mu=0,25$	$f'_m=4200 \text{ kg/cm}^2$

2.7.1.3. Pre dimensionamiento

2.7.1.3.1. Pre dimensionamiento de losa aligerada en una dirección

Para el predimensionado de una losa aligerada en una dirección, se elige la menor de las dos direcciones como distancia máxima de luz libre; la longitud es la separación entre los ejes de los pilares.

Se utilizará la ecuación para determinar el espesor de la losa aligerada

$$h = \frac{Ln}{25}$$

Dónde:

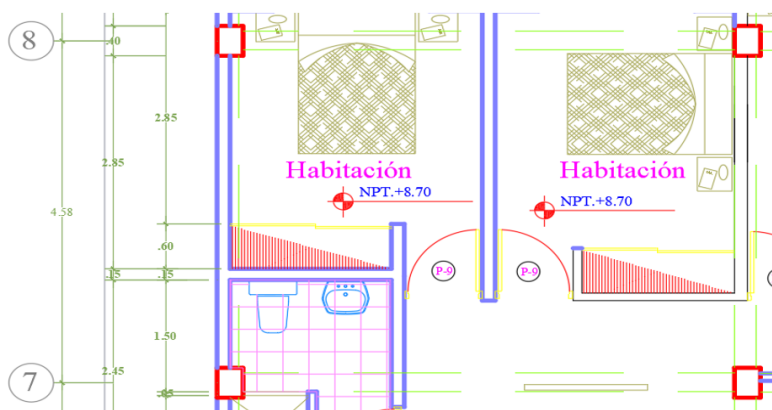
h = Espesor de la losa aligerada

L_n = Luz libre maxima de la losa aligerada

El paño a analizar se encuentra entre los ejes 7-8 y ejes A-B (Figura 6), este cuenta con una luz máxima de 4,58 m.

Figura 6

Luz libre de la viga principal



Nota. Plano de arquitectura y distribución

Calculamos el espesor de la losa con la ecuación (1)

$$h = \frac{4,58}{25} = 0,183 \text{ m}$$

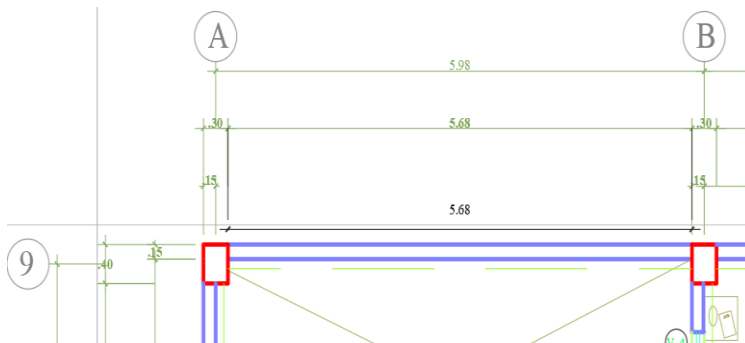
$$h = 0,20 \text{ m}$$

El espesor calculado será 0,20 m valor tomado para toda la edificación

2.7.1.3.2. Pre dimensionamiento de Vigas

A la hora de dimensionar las vigas se tuvo en cuenta la luz libre, que es el espacio entre las caras interiores de los apoyos, tal como se representa en las figuras 7 y 8. La luz libre se dividió por 10 para determinar el peralte de las distintas vigas, y también se tuvo en cuenta un ancho de 25 cm, la mínima permitida por la norma.

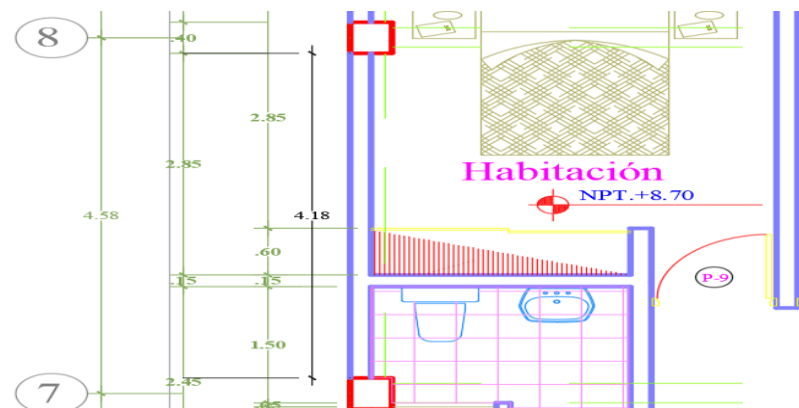
Viga principal

Figura 7*Luz libre de la viga principal**Nota. Plano de arquitectura*

$$h = \frac{5,68}{12} = 0,473 \text{ m} = 0,50 \text{ m};$$

$$b = \frac{0,50}{2} = 0,25 \text{ m}$$

Viga secundaria

Figura 8*Luz libre de la viga secundaria**Nota. Plano de arquitectura*

$$h = \frac{4,18}{10} = 0,418 \text{ m} = 0,45 \text{ m};$$

$$b = \frac{0,45}{2} = 0,225 \text{ m}, b = 0,25 \text{ m}$$

En tabla 21 verificamos el predimensionamiento de las vigas a utilizar en el proyecto.

Tabla 21

Predimensionamiento de Vigas.

Vigas	Luz libre (m)	h (m)	b (m)	Sección a usar
Principal -VP	5,68	0,50	0,25	0,25 x 0,50 m
Secundaria - VS	4,18	0,45	0,25	0,25 x 0,45 m

2.7.1.3.3. Pre dimensionamiento de Vigas chatas

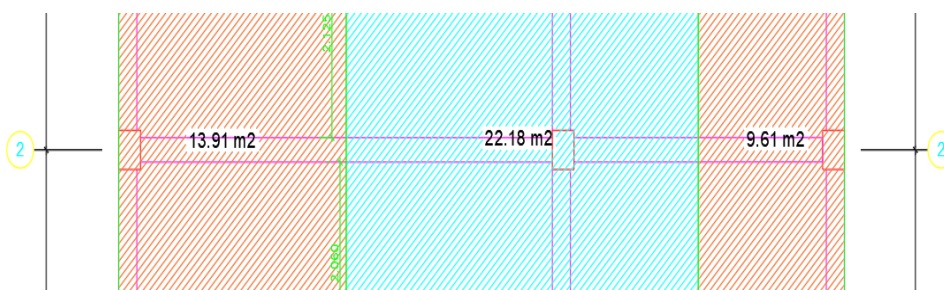
Las vigas chatas Miden 0,25 m x 0,20 m y siempre tienen el mismo peralte que las losas aligeradas.

2.7.1.3.4. Pre dimensionamiento de columna

También se han tenido en cuenta las ecuaciones de predimensionamiento de columnas comentadas en el apartado 2.2.7.4. a la hora de calcular las dimensiones iniciales de las columnas utilizando sus áreas tributarias (figura 9).

Figura 9

Área tributaria de la columna más crítica



Nota. Plano de arquitectura

Para calcular la carga de servicio utilizaremos la ecuación (5)

$$P(\text{servicio}) = P * A_T * N$$

$$P(\text{servicio}) = 22,18m^2 * \frac{1tn}{m^2} * 5 = 110,90 Tn$$

Para calcular el área bruta utilizaremos la ecuación (4)

$$Area\ bruta = \frac{P(\text{servicio})}{0,45 * f'c}$$

$$Area\ bruta = \frac{110,90\ Tn * 1000}{0,45 * 210} = 1173,54\ cm^2$$

En tabla 22 consideramos las siguientes dimensiones 0,30 x 0,40 m para la columna.

Tabla 22

Predimensionamiento de Columnas.

Columnas	Sección
Esquinas	0,30m * 0,40m
Laterales	0,30m * 0,40m
Centrales	0,30m * 0,40m

2.7.1.3.5. Pre dimensionamiento de la escalera

El diseño de la escalera se realizará de forma independiente mediante flexión como si se tratara de una viga; para ello se ha tenido en cuenta la siguiente conexión. El diseño de la escalera no se incluirá en modelamiento porque este elemento no aporta rigidez a la estructura.

Para calcular el espesor de la losa utilizaremos la ecuación (6)

$$t = \frac{3,00}{20} = 0,15m$$

T: espesor de la losa

Ln: distancia entre apoyos

2.7.1.4. Metrado de Cargas

2.7.1.4.1. Peso propio y sobrecarga

En tabla 23 tenemos los pesos propios y sobrecargas a utilizar.

Tabla 23*Peso propios y sobrecargas*

	Carga Muerta			Carga Viva
	Acabados (kg/m ²)	Tabiquería (kg/m ²)	WD (kg/m ²)	WL (kg/m ²)
Entrepisos	100	100	200	200
Techo	100		100	100
Escalera	100		100	200

Nota. Extraído de la norma técnica peruana E.020.

2.7.1.4.2. Metrado de carga losa aligerada

En la tabla 24 se aprecia el metrado de losa desde el primer nivel al cuarto nivel.

Tabla 24*Metrado de carga en losas de: 1er, 2do, 3ro, 4to Nivel*

Elemento	Peso (kg/m ² o kg/m ³)	b m	h m	Total Kg/m
Carga Muerta				
Peso propio	300	0,40	-	120
Acabados	100	0,40	-	40
Tabiquería	100	0,40	-	40
			Total	200
Carga Viva				
Sobrecarga	200	0,40	-	80
			Total	80

Amplificación de cargas (Carga Ultima)

$$W_U = 1,4CM + 1,7CV = 1,4 * 200 + 1,7 * 80 = 416 \frac{kg}{m} = 0,42 Tnf/m$$

En la tabla 25 se aprecia el metrado de losa de quinto nivel.

Tabla 25*Metrado de carga en losa de: 5to Nivel*

Elemento	Peso <i>kg/m² o kg/m³</i>	b m	h m	Total Kg/m
Carga Muerta				
Peso propio	300	0,40	-	120
Acabados	100	0,40	-	40
Tabiquería	100	0,40	-	40
			Total	200
Carga Viva				
Sobrecarga	100	0,40	-	40
			Total	80

Amplificación de cargas (Carga Ultima)

$$W_U = 1,4CM + 1,7CV = 1,4 * 200 + 1,7 * 40 = 348 \frac{kg}{m} = 0,35 Tnf/m$$

2.7.1.4.3. Metrado de carga en vigas

En tabla 26 y tabla 27, se tomó el ancho Tributario en Viga 4,41 para el metrado.

Tabla 26*Metrado de carga en viga típica de: 1er, 2do, 3ro, 4to Nivel*

Elemento	Peso <i>kg/m² o kg/m³</i>	b m	h m	Total Kg/m
Carga Muerta				
Peso propio	2400	0,25	0.40	240
Viga	300	4,16	-	1248
Losa aligerada	100	4,41	-	441
Piso terminado	100	4,41	-	441
Tabiquería			Total	2370
Carga Viva				
Sobrecarga	200	4.41	-	882
			Total	882

Amplificación de cargas (Carga Ultima)

$$W_U = 1,4CM + 1,7CV = 1,4 * 2370 + 1,7 * 882 = 4817,40 \frac{kg}{m} = 4,82 Tnf/m$$

Tabla 27*Metrado de carga en losa de: 5to Nivel*

Elemento	Peso (kg/m ² o kg/m ³)	b m	h m	Total Kg/m
Carga Muerta				
Peso propio	2400	0,25	0,40	120
Losa aligerada	300	4,16	-	1248
Piso terminado	100	4,41	-	441
Tabiquería	100	4,41	-	441
			Total	2370
Carga Viva				
Sobrecarga	100	4,41	-	441
			Total	441

Amplificación de cargas (Carga Ultima)

$$W_U = 1,4CM + 1,7CV = 1,4 * 2370 + 1,7 * 441 = 4067,70 \frac{kg}{m} = 4,07 Tnf/m$$

2.7.1.4.4. Metrado de carga de columnasEn tabla 28, se tomó el ancho Tributario en columna de 21.51 m² para el metrado.**Tabla 28***Peso acumulado en Niveles Tipos: 2do, 3ro, 4to Nivel*

Elemento	Peso Unitario (kg/m ² kg/m ³)	b m/m ²	h m	Total Kg
Carga Muerta				
Peso propio	210		2,70	567
Piso terminado	100	21,51		2151
Losa aligerada	300	21,51		6453
Tabiquería	1800	0,15	2,30	621
Viga	210			
			CM	
Carga Viva				
Sobrecarga	200	21,51	-	4302
			CV	4302

2.7.1.4.5. Metrado de carga escalera

Según la norma E.020 cargas (2006), para determinar el peso propio por metro cuadrado de la escalera debe tenerse en cuenta lo siguiente, carga viva 200 kg/m²

$$W_{pp} = 2,4 \left[\frac{0,17}{2} + 0,15 * \sqrt{\left(\frac{0,17}{25}\right)^2 + 1} \right]$$

$$W_{pp} = 0,65 \text{ tn/m}^2$$

En tabla 29, se aprecia el metrado de la escalera.

Tabla 29

Metrado de escalera.

Elemento	Peso (Tn/m ²)	b(m)	h(m)	Total (tm/m)
Carga muerta				
Peso propio	0,65		=	0,65
Piso terminado	0,05	1,00	=	0,05
			Cm =	0,70
Carga viva				
S/C	0,20	1,00	=	0,20
		CV	=	0,20
		Wu	=	1,32 tn/m

2.7.1.5. Modelado estructural Etabs V 20.3

Para desplazamiento laterales se utilizará la norma E.030” Diseño Sismorresistente” se realizará un análisis estático y un análisis dinámico modal espectral de una vivienda multifamiliar de cinco niveles, utilizando un modelo tridimensional generado por software ETABS V 20.3 como se visualiza en la figura 10. Se estableció dos diafragmas rígidos para los dos bloques, un diafragma rígido por bloque y en cada piso de la estructura.

Parámetros sísmicos

Z=0,45; Zona sísmica – zona 4 (Tacna)

U=1,00; Categoría de Edificación C (Comunes)

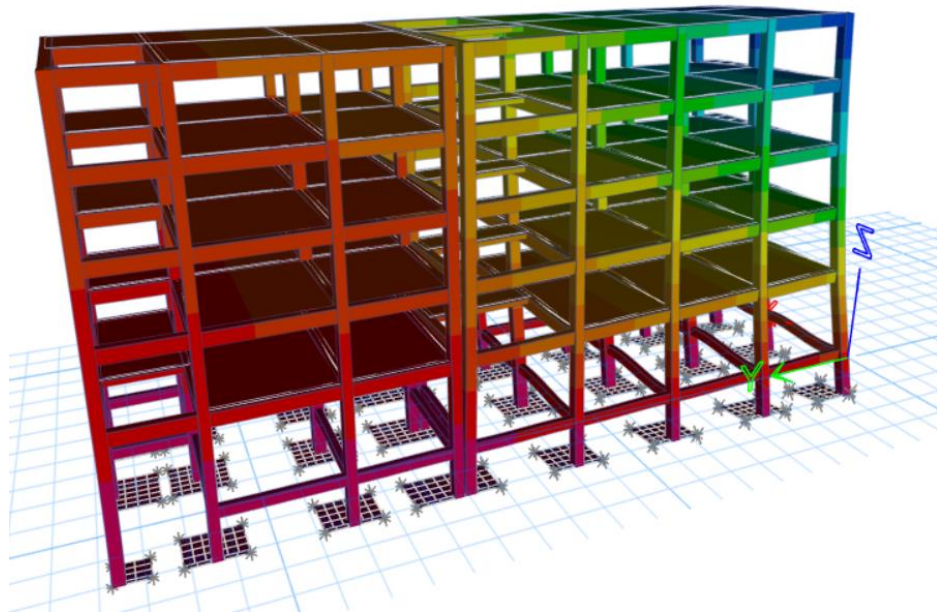
C=2,5; Factor de amplificación sísmica

S=1,05; Factor de amplificación sísmica

R=8; Coeficiente de Reducción

Figura 10

Vista en 3D del modelo estructural

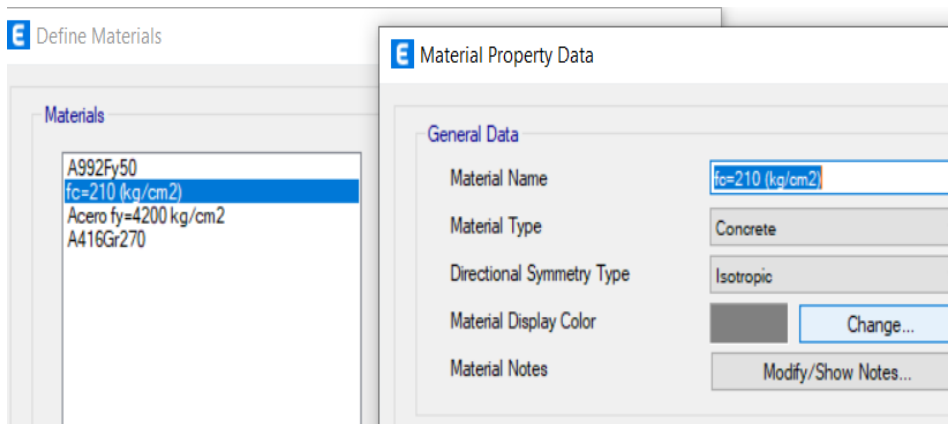


Nota. Etabs V 20.3

En la figura 11 se visualiza la definición de materiales de concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y

acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

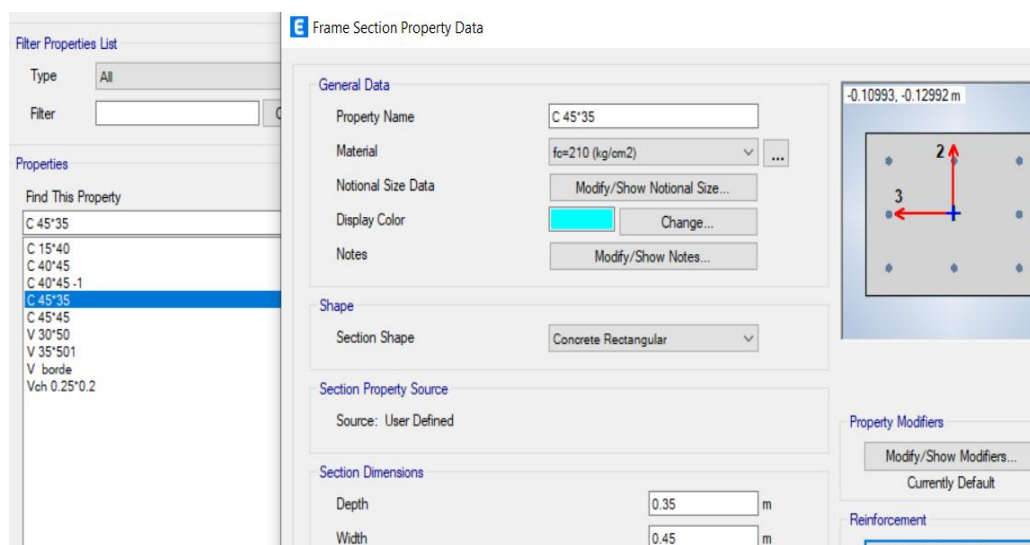
Figura 11
Definición de materiales



Nota. Etabs V 20.3

En la figura 12 se visualiza la definición de las secciones de los elementos estructurales tales como columnas y vigas

Figura 12
Definición de secciones de los elementos estructurales

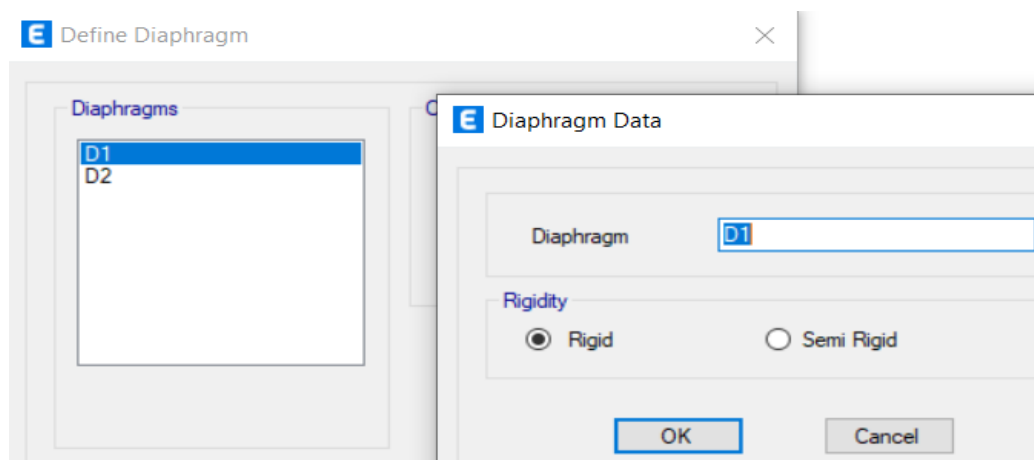


Nota. Etabs V 20.3

En la figura 13 se visualiza la definición de dos diafragmas rígidos que se utilizara para el análisis de la estructura.

Figura 13

Definición de dos diafragmas rígidos para la estructura

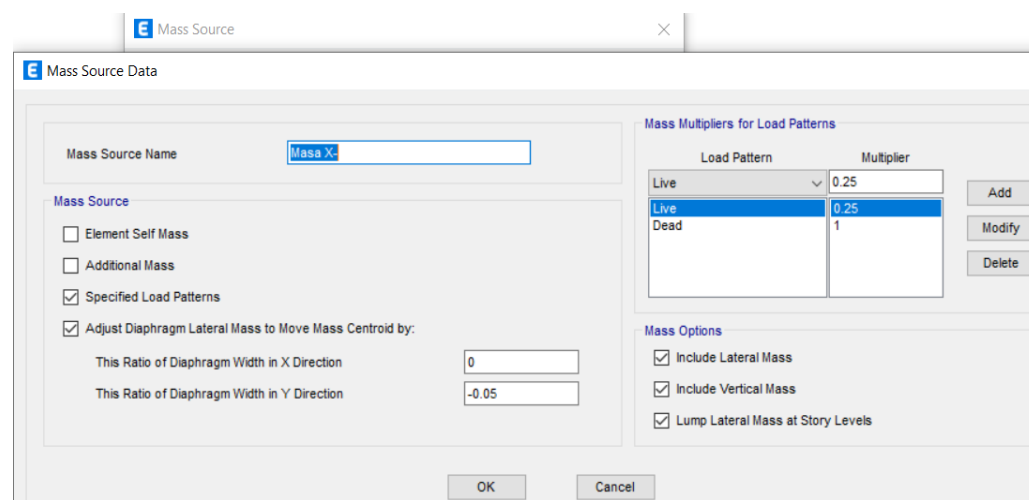


Nota. Etabs V 20.3

En la figura 14 se visualiza la definición de la masa 100% de carga muerta más el 25% de carga viva.

Figura 14

Definición de masa

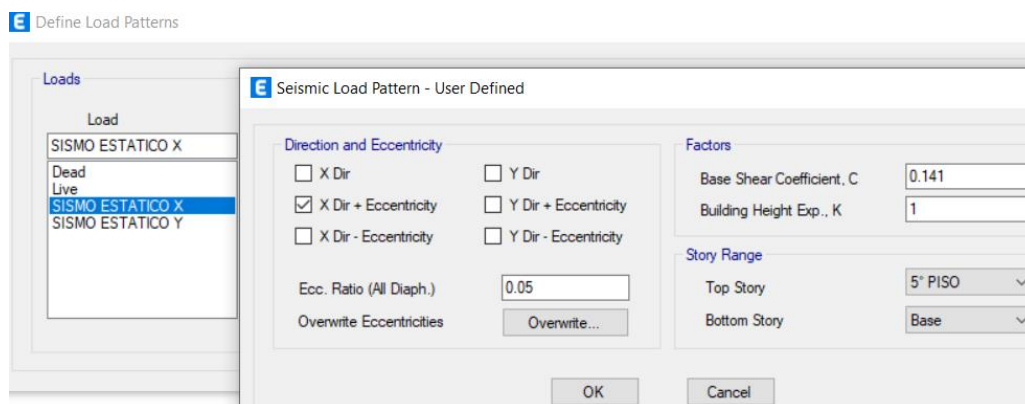


Nota. Etabs V 20.3

En la figura 15 se visualiza la definición de la excentricidad del sismo estático en “x” y sismo estático en “y”.

Figura 15

Sismo estático en “x” y sismo estático en “y”

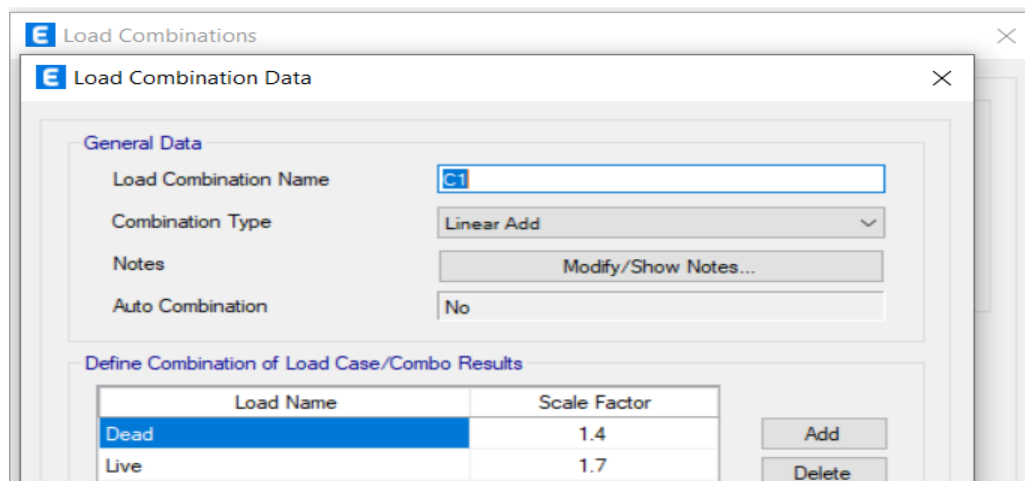


Nota. Etabs V 20.3

En la figura 16 se visualiza la definición de la primera combinación de cargas de cargas muerta y carga viva

Figura 16

Combinación de carga muerta y carga viva

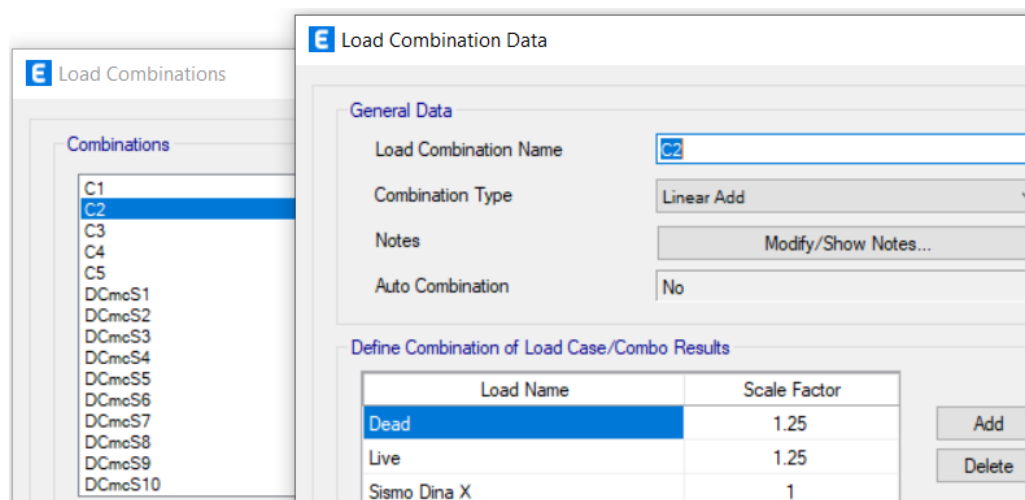


Nota. Etabs V 20.3

En la figura 17 se visualiza la definición de la segunda combinación de cargas de cargas muerta y carga viva y sismo dinámico en “x”

Figura 17

Combinación de carga muerta y carga viva, y sismo dinámico en x



Nota. Etabs V 20.3

CAPÍTULO IV RESULTADOS

2.8. Estructuración

La estructuración que se elija debe cumplir los requisitos tanto estructurales como arquitectónicos, tratando siempre de satisfacer normas fundamentales como la simetría, la sencillez y la regularidad. Todo ello para garantizar que el edificio ofrezca un nivel adecuado de seguridad, se ajuste al diseño arquitectónico, estructural y debe ser económica

2.8.1. Simetría y simplicidad

Cuanto más simétrica sea la estructura, mejor se comporta frente a las cargas sísmicas porque:

- Los modelos sísmicos realizados durante el diseño son más confiables si la estructura es simétrica y simple.
- El comportamiento del edificio durante un sismo es más parecido al previsto por su diseño.

2.8.2. Uniformidad y continuidad de la estructura

El edificio debe ser continuo tanto en alzado como en planta. En este caso, la estructura presenta continuidad en planta. Por otro lado, una de las piezas estructurales tendrá una sección transversal ligeramente menor al pasar del nivel 1 al nivel 2, aunque el cambio no es muy perceptible. No se cumplen las condiciones de homogeneidad y continuidad. Para superar las discontinuidades de la planta, se realiza un examen más exhaustivo.

2.8.3. Rigidez lateral

La norma técnica E.0.30 Diseño Sismorresistente, muestra las mayores derivas reconocidas deberá de ser menor que 0,007. El edificio se volverá peligroso para sus ocupantes en caso de sismo si carece de la rigidez lateral adecuada, lo que provocará desplazamientos mayores en caso de cualquier seísmo.

Por lo tanto, la estructura recibió suficiente rigidez lateral, que cumplió con los parámetros que pide la normativa.

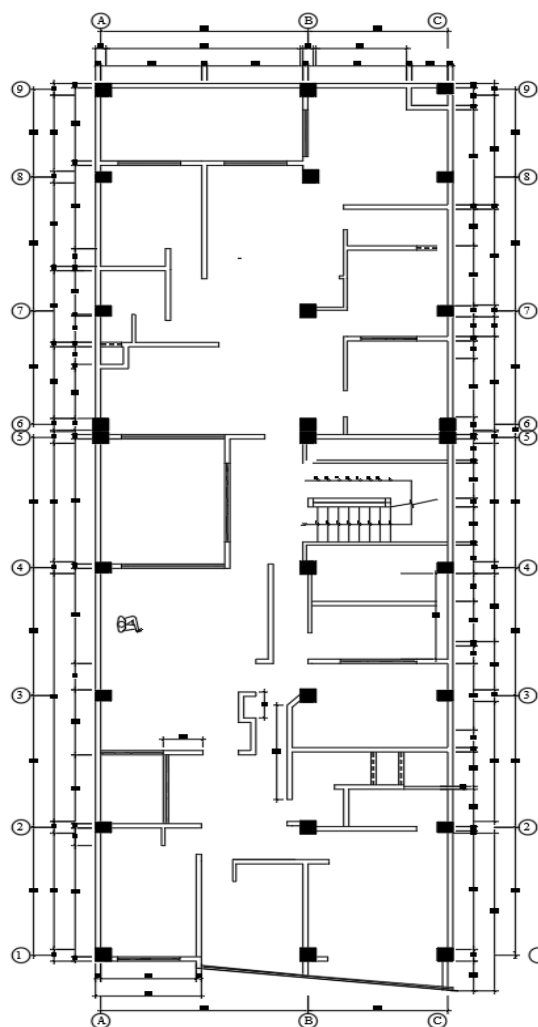
2.8.4. Descripción de la estructuración utilizada.

En la vivienda multifamiliar tenemos dos direcciones, en X e Y. En ambas direcciones de la estructura se asignaron columnas donde la arquitectura lo permita, por lo tanto, se asignaron las vigas peraltadas para poder unir los elementos verticales y horizontales.

En la figura 18 observamos la estructuración de la edificación.

Figura 18

Vista de estructuración.



Nota. Plano de estructuración

Las vigas generalmente se colocan en las zonas que no afectara la arquitectura.

Para distribuir más uniformemente las cargas sobre las vigas, se empleó una losa aligerada en la parte delantera en una dirección de 20 cm, con las vigas de atado alineadas perpendicularmente a la dirección del aligeramiento.

2.9. Dimensionamiento de elementos estructurales

Primeramente, se realizó un pre-dimensionamiento que es una aproximación de las secciones, se procedió a realizar el dimensionamiento de los elementos estructurales según las asignaciones que se realizara a la estructura.

2.9.1. Vigas

En la tabla 30 apreciamos las dimensiones calculadas para las vigas principales y secundarias

Tabla 30

Dimensionamiento de Vigas.

Vigas	h (m)	b (m)	Sección a usar
Principal -VP	0,50	0,35	0,35 x 0,50 m
Secundaria -VS	0,50	0,30	0,30 x 0,40 m
Chatas	0,20	0,25	0,20 x 0,25 m

2.9.2. Columna

En la tabla 31 apreciamos las dimensiones calculadas para las columnas esquineras, laterales y centrales.

Tabla 31

Dimensionamiento de Columnas

Columnas	Sección
Esquineras	0,45 m x 0,45 m
Laterales	0,40 m x 0,45 m
Centrales	0,45 m x 0,45 m

2.9.3. Losa aligerada

El espesor de la losa aligerada es de 20 cm para todos los niveles de la edificación

2.9.4. Escalera

El espesor de la losa es de 15 cm para la escalera se ha utilizado 0,30 m y contrapasos de 0,18m para una altura de 2,70 m de entrepiso es suficiente 15 gradas.

2.10. Análisis Modal

Se realiza el análisis modal para obtener información del comportamiento de la estructura durante un sismo. Cabe precisar que es muy importante que los modos de vibración y el periodo fundamental de la estructura sea independiente del cualquier sismo, y dependerán se la rigidez y la masa de la estructura.

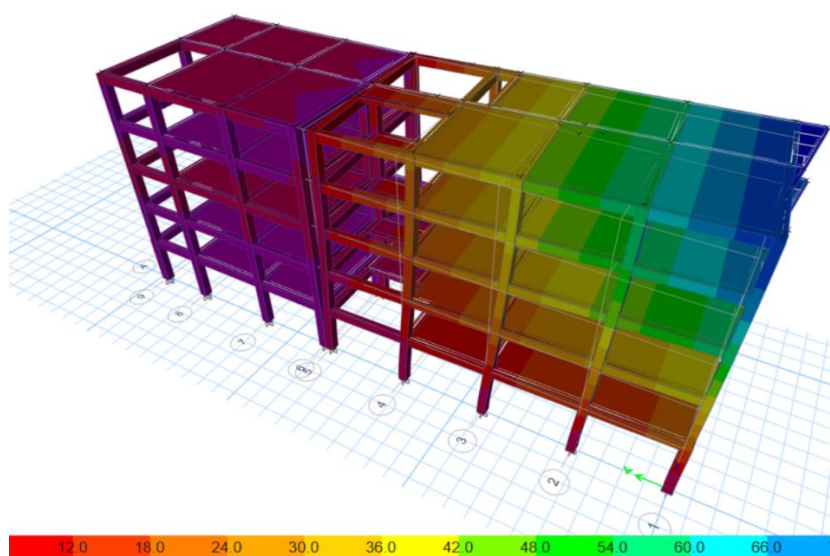
Para el modelado de la estructura se asignó dos diafragmas rígidos para cada bloque, estableciendo por nivel tres grados de libertad dando un total de 15 modos.

En la base se realizó restricciones o empotrado y asignando las cargas correspondientes al modelo según las normativas vigentes y actualizadas.

En la figura 19 vemos la estructura analizada y modelada en 3D.

Figura 19

Vista en 3D del modelo estructural



Nota. Etabs V 20.3

Se puede observar en la tabla 32 que los periodos fundamentales de la estructura, en la dirección X-X $T_x=0,395$ y para la dirección Y-Y $T_y=0,50$. Estos resultados se puede verificar que la estructura sea rígida en ambas direcciones.

Tabla 32

Análisis modal realizado en ETABS V 20.3

Mode	Period	UX	UY
1	0,545	0,3958	0.0027
2	0,506	0,003	0,5033
3	0,498	0,2899	0,0043
4	0,476	0,0046	0,3539
5	0,392	0,1051	0,0004
6	0,387	0,0619	0,0004
7	0,172	0,0434	0,0009
8	0,163	0,0009	0,0554
9	0,159	0,0326	0,0007
10	0,154	0,0007	0,04
11	0,128	0,0145	0,0001
12	0,125	0,008	4,77E-05
13	0,096	0,0118	0,0005
14	0,093	0,0004	0,0162
15	0,089	0,0087	0,0003

2.11. Análisis Estático

El centro de masa de cada nivel de la estructura está sometido a las fuerzas sísmicas horizontales especificados por el análisis estático, que es un conjunto de fuerzas que representan las fuerzas sísmicas.

Todos los edificios situados dentro de las distintas zonas sísmicas que tengan menos de 30 metros de altura, así como los edificios de muros de carga o estructurales (regulares o irregulares) que tengan más de 15 metros de altura, pueden analizarse utilizando este método.

Para realizar el análisis sísmico se tendrá en consideración los parámetros mínimos de la norma técnica E.030 diseño sismorresistente.

2.11.1. Peso de la estructura

Norma técnica E.030 diseño sismorresistente indica que para las estructuras de categoría C, a menudo conocidas como edificios comunes, en figura 20 apreciamos

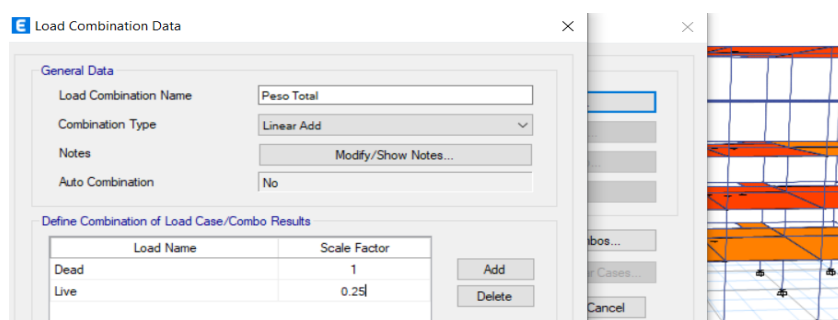
el peso se determina añadiendo el 25% de la carga viva o sobrecarga a las cargas permanentes y totales del edificio (vivienda).

Se calcula de la siguiente manera

$$\text{Peso} = 100\% * \text{CM} + 25\% * \text{CV} \quad (20)$$

Figura 20

Peso total de la estructura (carga muerta más 25% de carga viva)



Nota. Etabs V 20.3

En la tabla 33 apreciamos los pesos por niveles y pesos acumulados de los niveles.

Tabla 33

Peso total de la estructura y en cada nivel

Nivel	Combinación de Carga	Peso acumulado (Tonf)	Peso por nivel (Tnf)
Nivel 5	Peso=100%CM+25%CV	144,25	144,25
Nivel 4	Peso=100%CM+25%CV	345,15	200,90
Nivel 3	Peso=100%CM+25%CV	546,06	200,91
Nivel 2	Peso=100%CM+25%CV	743,21	197,15
Nivel 1	Peso=100%CM+25%CV	946,37	203,16

2.11.2. Fuerza cortante en la base

Norma técnica E.030 diseño sismorresistente indica que la fuerza cortante en la base, debe realizarse en cada dirección y es calculado por la siguiente expresión

Para calcular la cortante en la base utilizaremos la ecuación (11)

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

Donde:

$$C/R \geq 0,11$$

$$\frac{2,5}{8} = 0,31 \geq 0,11 \text{ si cumple la condición}$$

En la tabla 34 mostramos los cálculos de cortante basal en ambas direcciones.

Tabla 34

Fuerza cortante en la base correspondiente en cada dirección

Datos	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Z	0,45	0,45
U	1	1
C	2,5	2,5
S	1,05	1,05
R	8	8
ZUCS/R	0,147	0,147
P(Ton)	946,37	946,37
V(Ton)	139,73	139,73

2.11.3. Periodo fundamental

El periodo fundamental se calcula por la altura total de la estructura sobre los coeficientes de tipo de edificaciones.

Se determina por la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{c_T} \quad (21)$$

$$T = \frac{13.95}{35} = 0.40285$$

2.12. Análisis Dinámico

En análisis dinámico los resultados de análisis de la estructura son más exactos y precisos y se puede realizar por dos procedimientos de combinación tales como espectral o por un análisis de tiempo historia.

Para el análisis de la estructura se realizó por la combinación espectral por ser una edificación convencional, se le asignan dos casos de carga como:

En cada dirección se definió con el espectro de diseño por la norma técnica E.030.

Debido a inseguridad en las ubicaciones de los centros de masa para cada nivel de la construcción, tiene una excentricidad involuntaria del 5%.

2.12.1. Análisis de aceleración espectral

Norma técnica E.030 diseño sismorresistente indica utilizar un espectro de pseudo aceleración que es inelástico en ambas direcciones.

Expresado en siguiente ecuación (12)

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

En tabla 35 obtenemos S_a en función del periodo (T) al graficar dicha función y considerando que R es el mismo en las direcciones X e Y, el valor de C no puede ser superior a 2,5 en ninguna de las dos direcciones.

Tabla 35

Espectro de respuesta para ambas direcciones

C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y	C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2,50	0,00	0,148	0,148	1,67	0,90	0,098	0,098
2,50	0,02	0,148	0,148	1,58	0,95	0,093	0,093
2,50	0,04	0,148	0,148	1,50	1,00	0,089	0,089
2,50	0,06	0,148	0,148	1,36	1,10	0,081	0,081
2,50	0,08	0,148	0,148	1,25	1,20	0,074	0,074
2,50	0,10	0,148	0,148	1,15	1,30	0,068	0,068
2,50	0,12	0,148	0,148	1,07	1,40	0,063	0,063
2,50	0,14	0,148	0,148	1,00	1,50	0,059	0,059
2,50	0,16	0,148	0,148	0,94	1,60	0,055	0,055
2,50	0,18	0,148	0,148	0,88	1,70	0,052	0,052
2,50	0,20	0,148	0,148	0,83	1,80	0,049	0,049
2,50	0,25	0,148	0,148	0,79	1,90	0,047	0,047
2,50	0,30	0,148	0,148	0,75	2,00	0,044	0,044
2,50	0,35	0,148	0,148	0,59	2,25	0,035	0,035
2,50	0,40	0,148	0,148	0,48	2,50	0,028	0,028
2,50	0,45	0,148	0,148	0,40	2,75	0,023	0,023
2,50	0,50	0,148	0,148	0,33	3,00	0,020	0,020
2,50	0,55	0,148	0,148	0,19	4,00	0,011	0,011
2,50	0,60	0,148	0,148	0,12	5,00	0,007	0,007
2,31	0,65	0,136	0,136	0,08	6,00	0,005	0,005
2,14	0,70	0,127	0,127	0,06	7,00	0,004	0,004
2,00	0,75	0,118	0,118	0,05	8,00	0,003	0,003
1,88	0,80	0,111	0,111	0,04	9,00	0,002	0,002
1,76	0,85	0,104	0,104	0,03	10,00	0,002	0,002

En las figuras 21 y 22 apreciamos el pseudo aceleración en ambas direcciones.

Figura 21

Espectro de Respuesta de pseudo aceleración dirección X-X

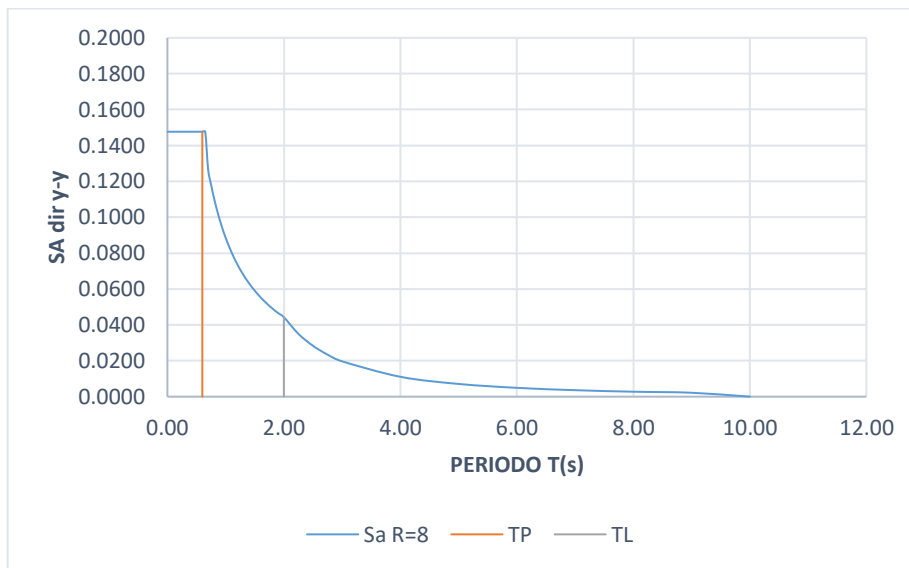
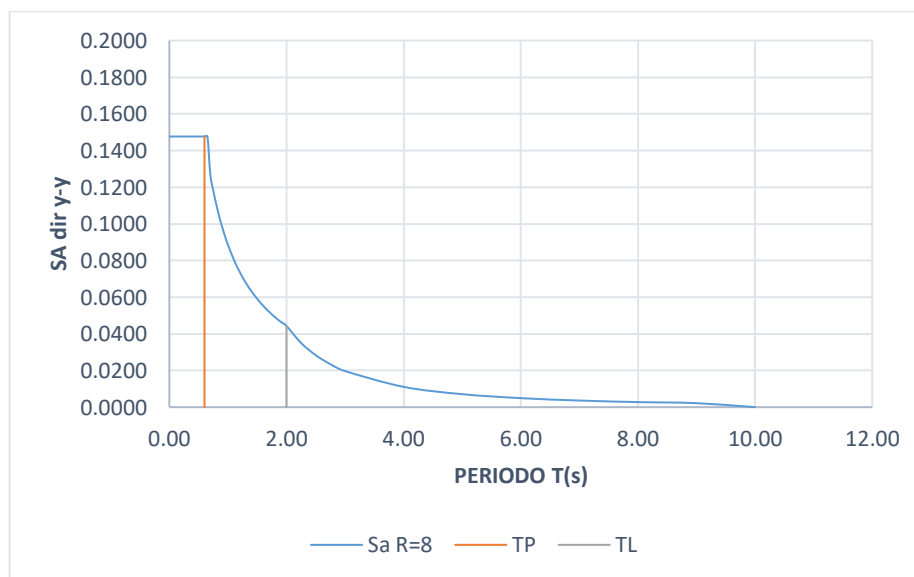


Figura 22

Espectro de Respuesta de Pseudo aceleración dirección Y-Y



2.12.2. Desplazamiento de edificación

Según el análisis, el desplazamiento relativo elástico se crea a partir del desplazamiento lateral y en seguida se multiplica por 0,75R para obtener el desplazamiento relativo inelástico. Los métodos para determinar el desplazamiento se muestran en las tablas 36 y 37.

Bloque D1

Los desplazamientos de los entre pisos no sobrepasa del límite de distorsión del entrepiso, indicado en la norma técnica E.030 diseño sismorresistente.

Tabla 36

Desplazamiento y derivas máximas en dirección X-X

Piso	Load Case	Abs	Abs	Rel	altura (m)	Drift	Límite de distorsión del entrepiso	Verificación
		Elast (m)	Inel (m)	Inel (m)				
5	SismoDina	0,01053	0,06318	0,0057	2,7	0,0021	0,007	cumple
	X 1	1	6	1		1		
4	SismoDina	0,00957	0,05746	0,0102	2,7	0,0037	0,007	cumple
	X 8	8	8	1		8		
3	SismoDina	0,00787	0,04725	0,0141	2,7	0,0052	0,007	cumple
	X 6	6	6	6		4		
2	SismoDina	0,00551	0,03309	0,0166	2,7	0,0061	0,007	cumple
	X 6	6	6	9		8		
1	SismoDina	0,00273	0,01639	0,0163	3,15	0,0052	0,007	cumple
	X 3	3	8	9		0		

Tabla 37

Desplazamiento y derivas máximas en dirección Y-Y

Piso	Load Case	Abs	Abs	Rel	altura (m)	Drift	Límite de distorsión del entrepiso	Verificación
		Elast (m)	Inel (m)	Inel (m)				
5	SismoDinaY	0,010395	0,06237	0,00556	2,7	0,00206	0,007	cumple
4	SismoDinaY	0,009468	0,05680	0,00995	2,7	0,00368	0,007	cumple

3	SismoDinaY	0,007809	0,04685	0,01376	2,7	0,00509	0,007	cumple
2	SismoDinaY	0,005515	0,03309	0,01629	2,7	0,00603	0,007	cumple
1	SismoDinaY	0,0028	0,0168	0,0168	3,15	0,00533	0,007	cumple

Bloque D2

Tabla 38 desplazamientos de los entre pisos no sobrepasa del límite de distorsión del entrepiso en dirección x-x, indicado en la norma técnica E.030 diseño sismorresistente.

Tabla 38

Desplazamiento y derivas máximas en dirección X-X

Piso	Load Case	Abs	Abs	Rel	altura (m)	Drift	Limite de distorsión del entrepiso	Verificación
		Elast (m)	Inel (m)	Inel (m)				
5	SismoDinaX	0,011523	0,069138	0,006258	2,7	0,00231	0,007	cumple
4	SismoDinaX	0,01048	0,06288	0,011298	2,7	0,00418	0,007	cumple
3	SismoDinaX	0,008597	0,051582	0,015696	2,7	0,00581	0,007	cumple
2	SismoDinaX	0,005981	0,035886	0,01833	2,7	0,00678	0,007	cumple
1	SismoDinaX	0,002926	0,017556	0,017556	3,15	0,00557	0,007	cumple

Tabla 39 desplazamientos de los entre pisos no sobrepasa del límite de distorsión del entrepiso en dirección y-y, indicado en la norma técnica E.030 diseño sismorresistente.

Tabla 39

Desplazamiento y derivas máximas en dirección Y-Y

Piso	Load Case	Abs	Abs	Rel	altura (m)	Drift	Límite de distorsión del entrepiso	Verificación
		Elast (m)	Inel (m)	Inel (m)				
5	SismoDinaY	0,011713	0,070278	0,005891	2,7	0,00218	0,007	cumple
4	SismoDinaY	0,010731	0,064386	0,011214	2,7	0,00415	0,007	cumple
3	SismoDinaY	0,008862	0,053172	0,0159	2,7	0,00588	0,007	cumple
2	SismoDinaY	0,006212	0,037272	0,01872	2,7	0,00693	0,007	cumple
1	SismoDinaY	0,003092	0,018552	0,018552	3,15	0,00588	0,007	cumple

2.12.3. Relaciones de masa y participación de modales

De acuerdo a la Norma Técnica E.030, se tienen en cuenta los modos de vibración que representen al menos los tres primeros modos predominantes en la dirección del análisis y cuya masa efectiva combinada sea al menos el 90% de la masa total.

Tabla 40, observamos coeficiente de participación en los modos en dirección -x

Tabla 40

Coeficiente de participación

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal X-	1	0,545	0,396	0,0027	0,5281	0,396	0,0027	0,5281
Modal X-	2	0,506	0,003	0,5031	0,0019	0,3991	0,5058	0,53
Modal X-	3	0,498	0,2906	0,0043	0,0888	0,6897	0,5101	0,6188
Modal X-	4	0,476	0,0046	0,3547	0,0032	0,6942	0,8648	0,622
Modal X-	5	0,391	0,1046	0,0003	0,0181	0,7988	0,8651	0,6401
Modal X-	6	0,387	0,0621	0,0004	0,226	0,8609	0,8656	0,8661
Modal X-	7	0,172	0,043	0,0009	0,0544	0,904	0,8665	0,9205
Modal X-	8	0,163	0,001	0,0547	0,0007	0,9049	0,9211	0,9212
Modal X-	9	0,159	0,0327	0,0007	0,0102	0,9376	0,9218	0,9314
Modal X-	10	0,154	0,0007	0,0401	0,0004	0,9383	0,9619	0,9318
Modal X-	11	0,127	0,014	0,0001	0,0017	0,9523	0,9619	0,9335
Modal X-	12	0,125	0,008	0,000047	0,0265	0,9603	0,962	0,96
Modal X-	13	0,096	0,0117	0,0005	0,0164	0,9721	0,9625	0,9764
Modal X-	14	0,093	0,0005	0,016	0,0006	0,9725	0,9786	0,9769
Modal X-	15	0,089	0,0087	0,0003	0,0024	0,9813	0,9789	0,9794

Bloque D1

El eje X-X, que tiene un periodo de 0,396 segundos y una participación de la masa del 39%, define el modo 1. El eje Y-Y, con un periodo fundamental de 0,503 segundos y un porcentaje de masa del 51%, define el modo 2. Por último, una rotación con un periodo de 0,018 en la dirección Z-Z caracteriza el modo 5.

Como se ve en la Tabla 41, el primer modo es un modo de traslación X, el segundo modo es un y el quinto modo es un modo de rotación Z.

Tabla 41*Análisis modal, modos predominantes (bloque D1)*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal X-	1	0,545	0,3958	0,0027	0,528	0,3958	0,0027	0,528
Modal X-	2	0,506	0,003	0,5033	0,0019	0,3988	0,506	0,5299
Modal X-	5	0,392	0,1051	0,0004	0,0182	0,7984	0,8645	0,64

Bloque D2

El eje X-X, que tiene un periodo de 0,289 segundos y una participación de la masa del 69%, define el modo 3. El eje Y-Y, con un periodo fundamental de 0,353 segundos y un porcentaje de masa del 86%, define el modo 4. Por último, una rotación con un periodo de 0,023 en la dirección Z-Z caracteriza el modo 6.

Como se ve en la Tabla 42, el tercer modo es un modo de traslación X, el cuarto modo es un y el sexto modo es un modo de rotación Z.

Tabla 42*Análisis modal, modos predominantes (bloque D2)*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal X-	3	0,498	0,2899	0,0043	0,0888	0,6887	0,5102	0,6187
Modal X-	4	0,476	0,0046	0,3539	0,0032	0,6933	0,8641	0,6219
Modal X-	6	0,387	0,0619	0,0004	0,2259	0,8603	0,8649	0,866

2.12.4. Separación entre edificios

Es para evitar los daños de la edificación durante cualquier movimiento sísmico, las estructuras deben estar siempre separadas.

Esta distancia no es menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes que indica la normativa E.030

Desplazamientos máximos de la estructura 0,015m

Desplazamientos máximos de la estructura colindante 0,03 m

La suma sería 0,045 m

$$S = \frac{2}{3} * 0,45 = 0,03 \text{ m}$$

$$s = 0,006 * 13,95 = 0,0837\text{m} \geq 0,03 \text{ m}$$

$$S = 0,006 * h \geq 0,03 \text{ m}$$

$$\text{Separación} = 0,0837 \text{ m})$$

Desde el nivel 1 hasta el Azotea, se calculó que la junta sísmica total era de 5,50 cm en la dirección X.

Desde el nivel 1 hasta el Azotea, se calculó que la junta sísmica total era de 5,50 cm en la dirección Y.

2.12.5. Irregularidades estructurales en altura

2.12.5.1. Irregularidad estructural en altura y planta

En el artículo 20 de la Norma E.030, "Diseño sismorresistente", (2018), se establecen criterios para categorizar los diferentes tipos de irregularidades que puede presentar una estructura.

Al analizar la estructura verificamos que no contamos irregularidades en altura.

2.12.5.2. Verificación de irregularidad de rigidez – Piso blando

Tabla 43 se verifica que no hay piso blando si la relación entre la rigidez del piso inferior y la del superior es superior a 0,7 de la rigidez lateral del entresuelo superior, la rigidez del piso inferior y la rigidez de los tres pisos superiores. La rigidez de cada piso se examinó en ambas direcciones en función de la irregularidad.

Tabla 43

Irregularidad de rigidez – Piso blando X-X

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ O PISO BLANDO $I_a=0.75$						
PISO	D_i	V_i	D_r	RIGIDEZ K	ECUACION	I_a
n(i-1)	0,0000cm	144,44T			$K(i) < 0.7K(i+1)$	1,00
n(i)	0,3703cm	144,436T	0,3703cm	390,052T/cm	$K(i) < 0.8(K(i+1)+K(i+2)+K(i+3)+K(i+4))/4$	1,00
n(i+1)	0,7515cm	132,589T	0,3812cm	347,819T/cm		1,00
n(i+2)	1,0809cm	111,617T	0,3294cm	338,850T/cm		
n(i+3)	1,3253cm	80,362T	0,2444cm	328,813T/cm		
n(i+4)	1,4664cm	39,236T	0,1411cm	278,073T/cm		

2.12.5.3. Verificación de irregularidad de resistencia – Piso débil

Según la norma técnica E.030, la resistencia de un forjado a las presiones de cortante es inferior al 80% de la resistencia del forjado situado justo encima en cualquier dirección de análisis. Tabla 44 podría argumentarse que no hay irregularidad porque todas las piezas estructurales verticales tienen el mismo tamaño en todos los niveles.

Tabla 44

Irregularidad de rigidez – Piso débil X-X

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA O PISO DEBIL $I_a=0.75$			
PISO	V_i	ECUACION	I_a
n(i)	144,436T	$V(i)<0,8V(i+1)$	1,00
n(i+1)	132,589T		1,00

2.12.5.4. Verificación de irregularidad extrema de rigidez

Tabla 45 como se observa la estructura no presenta una irregularidad extrema de rigidez

Tabla 45

Irregularidad extrema de rigidez

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ O PISO BLANDO $I_a=0.50$						
PISO	D_i	V_i	D_r	RIGIDEZ	ECUACION	I_a
n(i-1)	0,0000cm	144,44T			$K(i)<0,6K(i+1)$	1,00
n(i)	0,3703cm	144,436T	0,3703cm	390,052T/cm	$K(i)<0,7(K(i+1)+K(i+2)+K(i+3))/3$	1,00
n(i+1)	0,7515cm	132,589T	0,3812cm	347,819T/cm		1,00
n(i+2)	1,0809cm	111,617T	0,3294cm	338,850T/cm		
n(i+3)	1,3253cm	80,362T	0,2444cm	328,813T/cm		
n(i+4)	1,4664cm	39,236T	0,1411cm	278,073T/cm		

2.12.5.5. Verificación de irregularidad extrema de resistencia

Tabla 46 como se observa la estructura no presenta una irregularidad extrema de rigidez

Tabla 46

Irregularidad extrema de resistencia

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA O PISO DEBIL $I_a=0.50$			
PISO	V_i	ECUACION	I_a
n(i)	144,436T	$V(i)<0.65V(i+1)$	1,00
n(i+1)	132,589T		1,00
n(i+2)	111,617T		1,00
n(i+3)	80,362T		1,00

2.12.5.6. Verificación de irregularidad de masa o peso

Tabla 47 observamos que cuando un piso pesa más de 1,5 veces que el piso adyacente, existe irregularidad de masa o de peso, ya que el edificio no presenta esta irregularidad en ninguna otra parte.

Tabla 47

Irregularidad de masa o peso X-X

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO $I_a=0.90$				
CON	PISO	P_i	ECUACION	I_a
SOTANO	n(i-1)	0,00T	$P(i)>1,5P(i-1)$	1,00
ENTREPISO	n(i)	203,906T	$P(i)>1,5P(i+1)$	1,00
ENTREPISO	n(i+1)	197,147T		1,00
ENTREPISO	n(i+2)	200,906T		1,00
ENTREPISO	n(i+3)	200,906T		1,00

2.12.5.7. Verificación de irregularidad geometría vertical

Como se puede observar en la siguiente tabla 48 que la altura del edificio es continua. Como resultado, se conserva la altura de las dimensiones del plano. La construcción carece de cualquier irregularidad geométrica vertical.

Tabla 48*Irregularidad geometría vertical X-X*

IRREGULARIDAD DE GEOMETRIA VERTICAL $I_a=0.90$				
CON	LONG	L	ECUACION	I_a
ENTREPISO	Lt	9,11m	$L_t > 1,3L_{am}$	1,00
	Lam	9,11m		1,00

2.12.5.8. Verificación de discontinuidad en los sistemas resistentes

No existe irregularidad por discontinuidad, ya que todos los elementos estructurales son continuos en altura

2.12.6. Irregularidades estructurales en planta**2.12.6.1. Verificación de irregularidad torsional**

En la estructura no existe la irregularidad torsional, aplicando la expresión según la norma técnica E.030 el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es inferior al desplazamiento (0,007) establecido en E.060 concreto armado.

En tabla 49 apreciamos que no hay irregularidad geométrica torsional en ambas direcciones de análisis.

Tabla 49*Irregularidad geometría torsional X-X*

IRREGULARIDAD TORSIONAL $I_p=0.75$					
PUNTO	Δ	Δ_{max}	Δ/h	ECUACION	I_p
A	0,000654	0,000726	0,0070	$\Delta_{max}/h_i > 0,5(\Delta/h)$	NO
B	0,000654			$\Delta_{max}/h_i > 1,3(\Delta_{prom})$	1,00
C	0,000726				1,00
D	0,000726				
Δ_{prom}	0,000702				

2.12.6.2. Verificación de irregularidad torsional extrema

La estructura no presenta una irregularidad torsional significativa, como se observa en la tabla 50.

Tabla 50*Irregularidad torsional extrema en dirección X-X*

IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA $I_p=0.60$					
PUNTO	Δ	Δ_{max}	Δ/h	ECUACION	I_p
A	0,000654	0,000726	0,0070	$\Delta_{max}/h_i > 0,5(\Delta/h)$	NO
B	0,000654			$\Delta_{max}/h_i > 1,5(\Delta_{prom})$	1,00
C	0,000726				1,00
D	0,000726				
Δ_{prom}	0,000690				

2.12.6.3. Verificación de irregularidad de esquinas entrantes

Tabla 51 la estructura no cuenta con esquinas entrantes cuyas dimensiones son simétricos en ambas direcciones.

Tabla 51*Irregularidad geometría esquinas entrantes X-X*

IRREGULARIDAD ESQUINAS ENTRANTES $I_p=0.90$			
LM	EE	ECUACION	I_p
9,11m	0,00m	$EE > 0,2 LM$	1,00
			1,00

2.12.6.4. Verificación de discontinuidad del diafragma

La estructura no cuenta con la irregularidad de discontinuidad de diafragma, como se observa en la tabla 52

Tabla 52*Irregularidad discontinuidad del diafragma X-X*

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA $I_p=0.85$			
AT	AH	ECUACION	I_p
309,00m ²	53,19m ²	$AH > 0,5AT$	1,00
			1,00

2.13. Diseño de los elementos estructurales

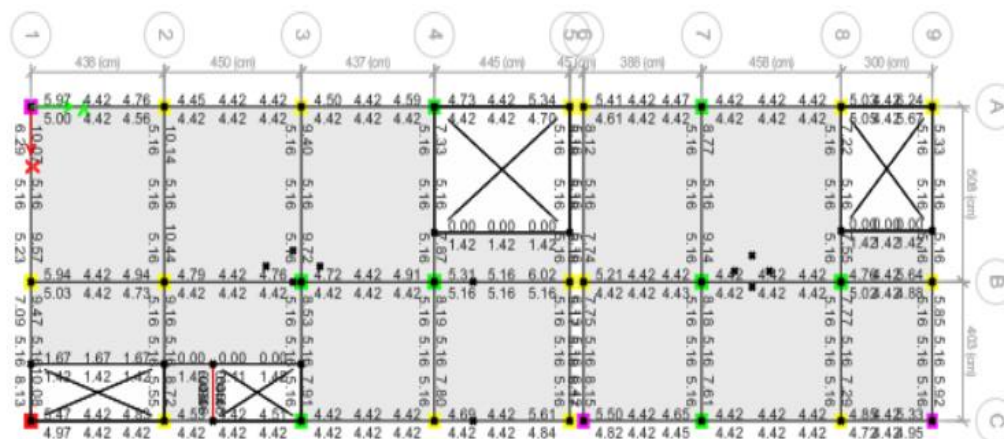
2.13.1. Diseño de Vigas

2.13.1.1. Diseño de viga principal

El área de acero de los momentos positivos y el área de acero de los momentos negativos en los cinco niveles de la estructura como se visualiza en la figura 23 y figura 24.

Figura 23

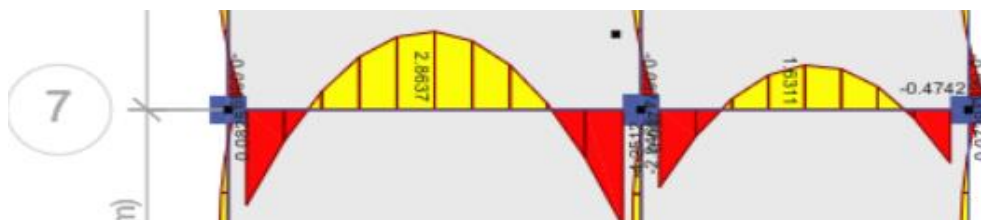
Áreas de acero de vigas



Nota. Etabs V 20.3

Figura 24

Momento flector de la viga analizada

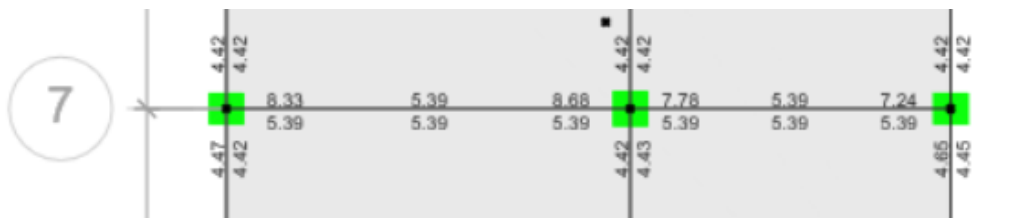


Nota. Etabs V 20.3

En la figura 25 observamos los cálculos determinados de las áreas de acero en los laterales y central de la viga principal.

Figura 25

Cantidad Acero de Viga principal (35 cm x 50 cm) en Etabs



Nota. Etabs V 20.3

Diseño por flexión

Verificamos acero por flexión de la viga del eje 7 entre A-B para los momentos positivos y negativos. Los aceros requeridos en la viga corresponden a la parte extrema superior e inferior, también la parte central superior e inferior.

Para, ello se verifica el acero máximo y mínimo según la norma E.060. luego se realiza lo siguientes ecuaciones 22 y 23.

$$A_{s(\max)} = 0,75p_hbd \quad (22)$$

$$A_{s(\max)} = 0,75(0,025 \times 30 \times 46)$$

$$A_{s(\max)} = 25,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\min)} = 0,7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad (23)$$

$$A_{s(\min)} = 0,7 \frac{\sqrt{210}}{4200} 35 \times 46$$

$$A_{s(\min)} = 3,89 \text{ cm}^2$$

Refuerzo superior

Como se indica anteriormente 3 ϕ 5/8" no satisface aun el acero requerido, por lo que, se necesita añadir bastones.

En el extremo izquierdo de la luz se requiere de $8,33 \text{ cm}^2$ que seria 3 ϕ 5/8" de obtendrá $8,33-5,94 = 2,39 \text{ cm}^2$, por lo tanto, se añadirá 2 ϕ 1/2" como bastones, sería igual a $8,52 \text{ cm}^2$ (cumple lo requerido).

En el centro de la luz se requiere de $5,39 \text{ cm}^2$ estando lo que ya se colocó, se tiene que 3 ϕ 5/8" = $5,94 \text{ cm}^2$ (cumple lo requerido).

En el extremo derecho de la luz se requiere de $8,33 \text{ cm}^2$ que seria 3 ϕ 5/8" de obtendrá $8,33-5,94 = 2,39 \text{ cm}^2$, por lo tanto, se añadirá 2 ϕ 1/2" como bastones, sería igual a $8,52 \text{ cm}^2$ (cumple lo requerido).

Refuerzo interior

El acero del extremo izquierdo de la luz es $5,39 \text{ cm}^2$ que serían 3 ϕ 5/8" = $5,94 \text{ cm}^2$ (cumple lo requerido).

El acero en el centro de la luz es $5,39 \text{ cm}^2$ que serían 3 ϕ 5/8" = $5,94 \text{ cm}^2$ (cumple lo requerido).

El acero faltante en el extremo derecho de la luz es $5,39 \text{ cm}^2$ que serían 3 ϕ 5/8" = $5,94 \text{ cm}^2$ (cumple lo requerido).

Diseño por corte

Según la norma E.060, la viga tiene zonas de confinamiento en los extremos, la medida se obtiene de la siguiente ecuación 24.

$$L_0 = 2h \quad (24)$$

$$L_0 = 2(50) = 100 \text{ cm}$$

La separación máxima de estos estribos de confinamiento debe ser menor y ajustarse a la siguiente afirmación. Implica que el confinamiento será de 1,0 m desde la cara del elemento de apoyo hasta el centro de Luz.

Se utilizará estribos de $\Phi 3/8$ ", para la barra longitudinal confinada es de $\Phi 5/8$ "

$$s = \frac{44,26}{4} = 11,06 \text{ cm}$$

$$s = 10(1,59) = 15,90 \text{ cm}$$

$$s = 24(0,95) = 22,80 \text{ cm}$$

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

Cálculos realizados según la normativa, se tomará el menor valor como prediseño la separación de 10cm la zona de confinamiento.

El espaciamiento máximo de los estribos deberá realizar a partir de 1,0m de la cara de apoyo de cada extremo y realiza según que la norma E.060

$$s = 0,5(46) = 23 \text{ cm}$$

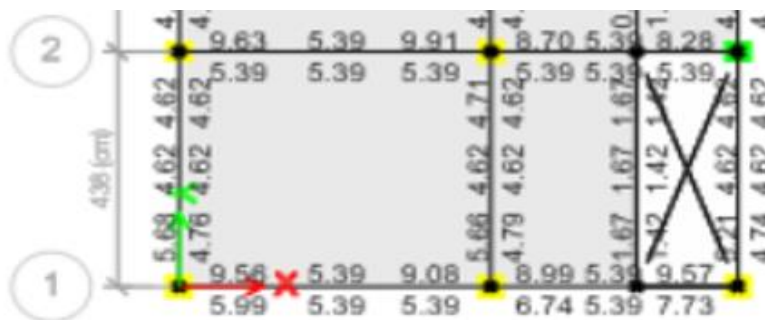
Se utilizará un estribo de $\phi 3/8$ " @20 cm

2.13.1.2. Diseño de viga secundaria

En la figura 26 observamos los cálculos determinados de las áreas de acero en los laterales y central de la viga secundaria.

Figura 26

Cantidad de Acero de Viga secundaria(30x50) en Etabs



Nota. Etabs V 20.3

Diseño por flexión

Examinamos los momentos positivos y negativos en el acero de flexión de la viga del eje B entre las posiciones 1-2. Las partes superior e inferior extremas, así como las partes superior e inferior centrales de la viga corresponden a los aceros necesarios.

Para, ello se verifica el acero máximo y mínimo según la norma E.060. luego se realiza lo siguiente aplicando las ecuaciones 22 y 23.

$$A_{s(\max)} = 0,75p_hbd$$

$$A_{s(\max)} = 0,75(0,025 \times 30 \times 46)$$

$$A_{s(\max)} = 25,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\min)} = 0,7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} bd$$

$$A_{s(\min)} = 0,7 \frac{\sqrt{210}}{4200} 30 \times 46$$

$$A_{s(\min)} = 3,33 \text{ cm}^2$$

Refuerzo superior

Como se indica anteriormente 2 ϕ 5/8" no satisface aun el acero requerido, por lo que, se necesita añadir bastones.

En el extremo izquierdo de la luz se requiere de 5,66 cm^2 que seria 2 ϕ 5/8" de obtendrá 5,66-3,96 =1,72 cm^2 , por lo tanto, se añadirá 1 ϕ 5/8" como bastón, sería igual a 5,94 cm^2 (cumple lo requerido).

En el centro de la luz se requiere de 4,62 cm^2 estando lo que ya se colocó, se tiene que 2 ϕ 5/8" =3,96 cm^2 , por lo tanto, se añadirá 1 ϕ 3/8" como bastón, sería igual a 4,67 cm^2 (cumple lo requerido).

En el extremo derecho de la luz se requiere de 4,71 cm^2 que seria 2 ϕ 5/8" se obtendrá 4,71-3,96 =0,75 cm^2 , por lo tanto, se añadirá 1 ϕ 3/8" como bastón, (cumple lo requerido).

Refuerzo interior

El acero del extremo izquierdo de la luz es 4,79 cm^2 que serían 2 ϕ 5/8" =3,96 cm^2 (cumple lo requerido).

El acero en el centro de la luz se requiere de 4,62 cm^2 estando lo que ya se colocó, se tiene 2 ϕ 5/8" =3,96 cm^2 , por lo tanto, se añadirá 1 ϕ 3/8" como bastón, sería igual a 4,67 cm^2 (cumple lo requerido).

El acero en el extremo derecho de la luz se requiere de 4,62 cm^2 estando lo que ya se colocó, se tiene que colocar 2 ϕ 5/8" =3,96 cm^2 , por lo tanto, se añadirá 1 ϕ 3/8" como bastón, sería igual a 4,67 cm^2 (cumple lo requerido).

Diseño por corte

Según la norma E.060, la viga tiene zonas de confinamiento en los extremos, la medida se obtiene de la siguiente expresión:

$$L_0 = 2h$$

$$L_0 = 2(50) = 100 \text{ cm}$$

El confinamiento será de 1,0 m desde la cara del elemento de apoyo hasta el centro de luz, y la separación máxima de los estribos de confinamiento debe ser menor y cumplir la siguiente expresión:

Se utilizará estribos de $\Phi 3/8"$, para la barra longitudinal confinada es de $\Phi 5/8"$

$$s = \frac{44,26}{4} = 11,06 \text{ cm}$$

$$s = 10(1,59) = 15,90 \text{ cm}$$

$$s = 24(0,95) = 22,80 \text{ cm}$$

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

Cálculos realizados según la normativa, se tomará el menor valor como prediseño la separación de 10cm la zona de confinamiento.

El espaciamiento máximo de los estribos se debe realizar a partir de 1,0m de la cara de apoyo de cada extremo y realiza según que la norma E.060

$$s = 0,5(46) = 23 \text{ cm}$$

Se utilizará un estribo de $\phi 3/8"$ @20 cm

2.13.2. Diseño de Columna

2.13.2.1. Diseño por flexo-compresión

Los esfuerzos de compresión y flexión de la columna se estudiaron utilizando el diagrama de interacción en las dos direcciones de análisis de la

columna para realizar un diseño de flexo-compresión, y cuenta con las dimensiones calculadas de 45x45 cm según los parámetros de la norma.

Figura 27 observamos las consideraciones que debemos tener es la cuantía de acero mínimo y máximo que varían de 1% a 6%.

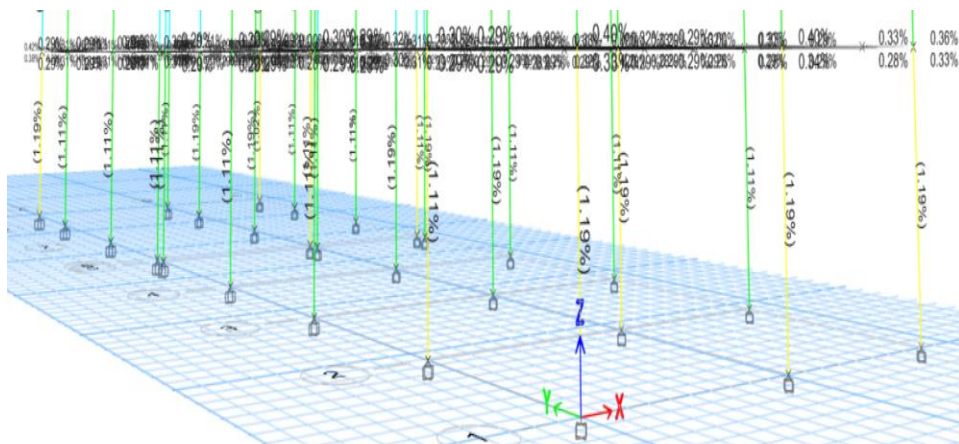
Ecuación 25 parámetros mínimos y máximos para las columnas

$$1\% < p < 6\% \tag{25}$$

$$A_{s_{min}} = 0,01 * 45 * 45 = 20,25 \text{ cm}^2$$

Figura 27

Cuantías máximas y mínimas en las columnas

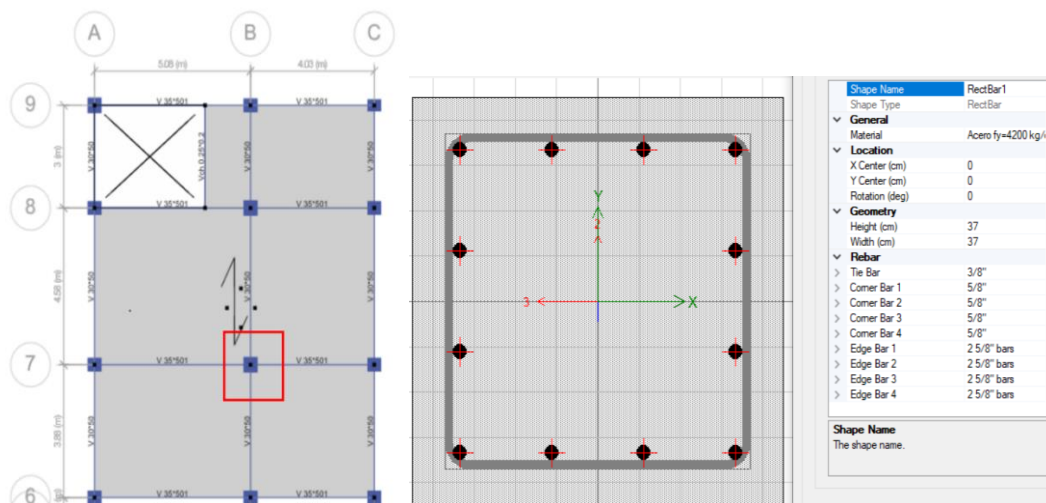


Nota. Etabs V 20.3

Figura 28 columna C22 (45 cm x 45 cm), realizo el diseño por flexión y cortante de la columna C22(columna entre los ejes 7 y eje B), del primer nivel, teniendo en cuenta los parámetros en la norma E.060

Figura 28

Ubicación y distribución del acero de columna C22 (45 cm x 45 cm)



Nota. Etabs V 20.3

En la columna C22 (entre los ejes 7 y eje B) se efectúan las cargas permanentes al primer nivel, se puede observar que existe una mayor fuerza interna aplicada a dicha columna. La tabla 53 muestra los resultados obtenidos del análisis dinámico en Etabs, como las fuerzas de carga muerta, carga viva, sismo dinámico en X, y sismo dinámico en Y.

Tabla 53

Fuerzas internas para la columna C22(Columna entre eje 7 y eje B)

Fuerzas internas para la columna C22(45cmx45cm)							
Story	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
1° PISO	Dead	-655,068	-0,0658	-0,3387	0,0024	-0,351	-0,0874
1° PISO	Live	-201,391	-0,0203	-0,1382	0,0011	-0,1421	-0,0302
1° PISO	Sismo Dina X	43,874	0,4775	5,8533	0,4462	10,0837	0,8244
1° PISO	Sismo Dina Y	29,662	5,7086	1,3051	0,2683	2,2449	9,9558

.La tabla 54 muestra los resultados obtenidos de cargas axiales según las combinaciones realizadas en la estructura multifamiliar

Tabla 54

Cargas actuantes C22(Columna entre eje 7 y eje B)

CARGAS ACTUANTES DE LA COLUMNA ENTRE LOS EJE 7 Y EJE B			
COMB.	PU	M3-3	M2-2
CU1	125,95	0,8981	1,6704
CU2(X,Y)	111,44	0,9151	9,4671
CU3(X,Y)	61,922	5,6798	1,929
CU4(X,Y)	110,0235	5,2645	2,3877
CU5(X,Y)	63,3435	0,7458	9,7678

Tabla 55 es necesario tener en cuenta la verificación del diagrama de interacción para verificar el cumplimiento de la curva.

Tabla 55

Carga ultima para C22 (45 cm x 45 cm) en dirección X-M33

Puntos	0°		180°	
	P (tonf)	M3 (tonf-m)	P (tonf)	M3 (tonf-m)
1	256,468	0	256,468	0
2	256,468	8,886	256,468	-8,886
3	234,834	13,679	234,834	-13,679
4	197,779	17,454	197,779	-17,454
5	157,691	20,165	157,691	-20,165
6	110,866	22,169	110,866	-22,169
7	90,779	23,881	90,779	-23,881
8	60,419	23,99	60,419	-23,991
9	12,29	18,281	12,29	-18,282
10	-42,214	9,204	-42,214	-9,204
11	-90,72	0	-90,72	0

En la figura 29 diagrama de interacción en dirección x-x, que se empleó para determinar momento nominal y las cargas actuantes a emplear

Figura 29

Diagrama de interacción en dirección X para Columna C22 (45cmx45cm)

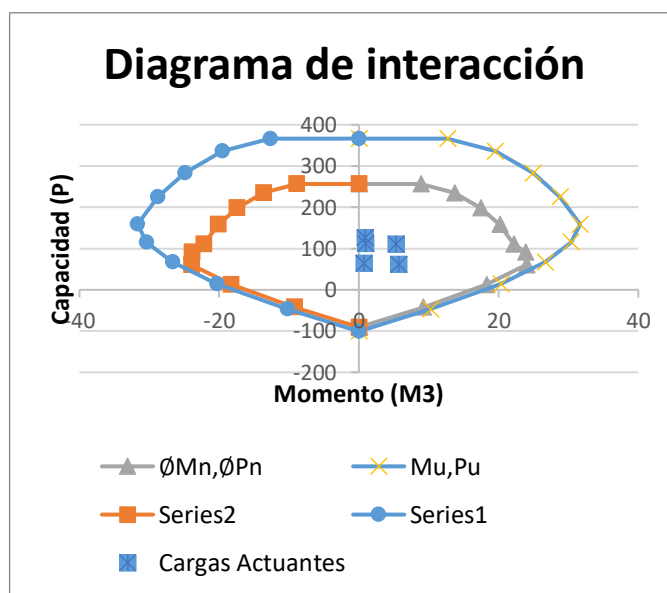


Tabla 56 apreciamos las cargas ultimas que se aplica a la columna central C22 en la dirección y-y.

Tabla 56

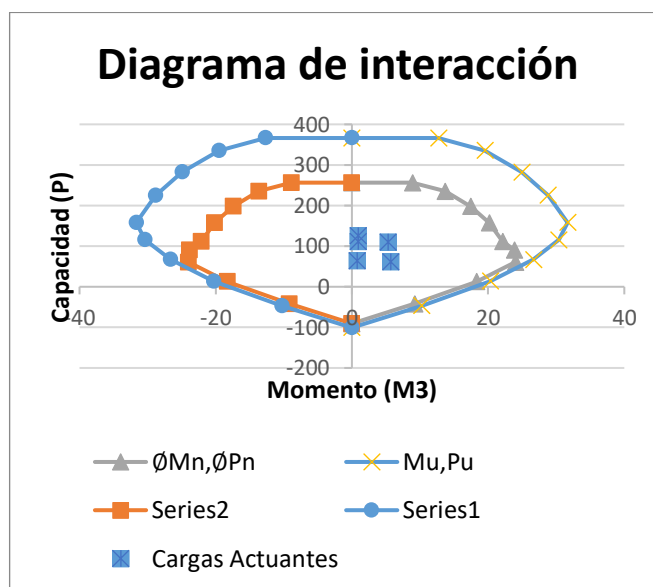
Carga ultima para C22 (45 cm x 45 cm) en dirección Y-M22

Puntos	90°		270°	
	P (tonf)	M2 (tonf-m)	P (tonf)	M2 (tonf-m)
1	256,468	0	256,468	0
2	256,468	8,886	256,468	-8,886
3	234,834	13,679	234,834	-13,679
4	197,779	17,454	197,779	-17,454
5	157,691	20,165	157,691	-20,165
6	110,866	22,169	110,866	-22,169
7	90,779	23,881	90,779	-23,881
8	60,419	23,99	60,419	-23,991
9	12,29	18,281	12,29	-18,282
10	-42,214	9,204	-42,214	-9,204
11	-90,72	0	-90,72	0

En la figura 30 diagrama de interacción en dirección y-y, que se empleó para determinar momento nominal y las cargas actuantes a emplear

Figura 30

Diagrama de interacción en dirección Y para Columna C22 (45cmx45cm)



Según las figuras 30 las cargas actuantes se encuentran ubicados dentro de las limitaciones de las curvas del diagrama de interacción, por lo tanto, el diseño por flexo-compresión es eficiente sin ninguna falla por flexión y compresión.

2.13.2.1. Diseño por fuerza cortante

Tabla 31 para la columna C22 ubicado entre el eje 7 y eje B de 45 cm. X 45 cm de sección se requiere un área de acero de 24 cm^2 , colocaremos 12 varilla se 5/8”.

Figura 31

Cálculo de fuerza cortante

Axial Force and Biaxial Moment Check for P_u , M_{u2} , M_{u3}						
Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M_2 kgf-cm	Minimum M_3 kgf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
117855.07	-1311971.7	338715.46	338715.46	338715.46	1.19	0.72

Axial Force and Biaxial Moment Factors					
	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm
Major Bend(M3)	0.416315	1	1	1	265
Minor Bend(M2)	0.362439	1	1	1	265

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}					
	Shear V_u kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear ϕV_p kgf	Rebar A_v / s cm ² /cm
Major, V_{u2}	7119.86	15794.27	0	7119.86	0
Minor, V_{u3}	11673.45	15794.27	5253.94	11673.45	0.0377

Longitudinal Check for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction			
Column End	Rebar Area cm ²	Rebar %	D/C Ratio
Top	24	1.19	0.554
Bottom	24	1.19	0.72

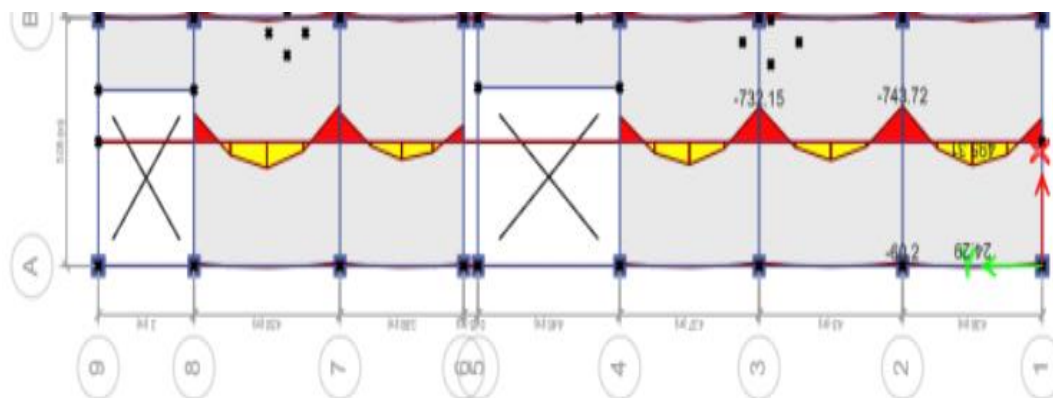
2.13.3. Diseño de Losa Aligerada

2.13.3.1. Diseño por flexión

En la figura 32 se muestran los diagramas de momentos flectores de las vigas de acuerdo con la salida del programa Etabs V 20.3.

Figura 32

Diagrama de momento flector de las viguetas



Nota. Etabs V 20.3

Tabla 57 se aprecia los cálculos de las áreas de acero para los momentos negativos y positivos y las cantidades de aceros a utilizar en la losa aligerada.

Tabla 57

Áreas de aceros para los momentos negativos y positivos.

	Mu (Kg-m)	d(cm)	b(cm)	ϕ	$\alpha = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$	$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{\alpha}{2})}$	Cuantía
					a(cm)	As(cm2)	
M+	548,61	17	40	0,9	0,48	0,82	1Ø1/2"
	366,97	17	40	0,9	0,32	0,54	1Ø1/2"
	476,32	17	40	0,9	0,42	0,71	1Ø1/2"
	387,01	17	40	0,9	0,34	0,57	1Ø1/2"
	495,31	17	40	0,9	0,43	0,74	1Ø1/2"
M-	596,49	17	10	0,9	2,20	0,93	1Ø1/2"
	612,16	17	10	0,9	2,26	0,96	1Ø1/2"
	598,00	17	10	0,9	2,20	0,94	1Ø1/2"
	354,10	17	10	0,9	1,27	0,54	1Ø1/2"
	539,26	17	10	0,9	1,97	0,84	1Ø1/2"
	732,15	17	10	0,9	2,74	1,16	1Ø1/2"
	716,89	17	10	0,9	2,68	1,14	1Ø1/2"
	743,72	17	10	0,9	2,79	1,18	1Ø1/2"
	738,30	17	10	0,9	2,77	1,18	1Ø1/2"
496,20	17	10	0,9	1,81	0,77	1Ø1/2"	

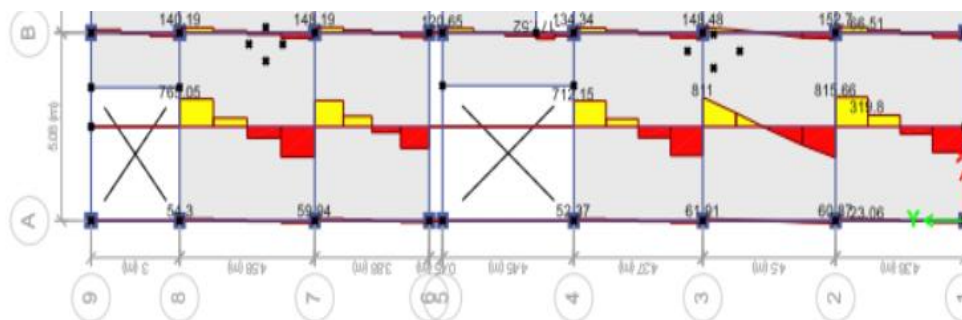
2.13.3.2. Diseño por fuerza cortante

Figura 33 obtenemos diagrama de fuerza cortante en las viguetas

$$VC = 1,1 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Figura 33

Diagrama de fuerza cortante en las viguetas



Nota. Etabs V 20.3

Tabla 57 se aprecia los cálculos de corte de concreto y el cortante último, y observamos que cumple la condición de $\phi VC > V_u$

Tabla 58

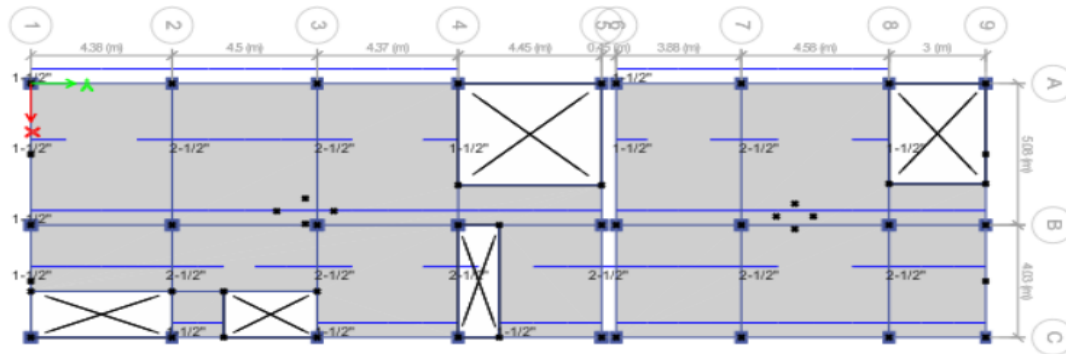
Fuerza cortante

b(cm)	d(cm)	f'c	$\phi VC = 1,1 * 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$	Vu (Tn)	Verificación
10	17	210	1,22	0,77	Cumple
10	17	210	1,22	0,84	Cumple
10	17	210	1,22	0,72	Cumple
10	17	210	1,22	0,59	Cumple
10	17	210	1,22	0,71	Cumple
10	17	210	1,22	0,80	Cumple
10	17	210	1,22	0,81	Cumple
10	17	210	1,22	0,83	Cumple
10	17	210	1,22	0,82	Cumple
10	17	210	1,22	0,71	Cumple

Figura 34 apreciamos la distribución de acero en las viguetas

Figura 34

Distribución del refuerzo en la losa aligerada



2.13.3.1. Diseño de acero de temperatura

Altura de 5 cm, base de 1 m y cantidad mínima de $\rho_{min}=0,0018$ son los datos que hay que tener en cuenta para el diseño por la ecuación 26.

$$A_{st} = \rho_{min} * b * h \quad (26)$$

$$A_{st} = 0,0025 * 100 * 5$$

$$A_{st} = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 0,32 \text{ cm}^2$$

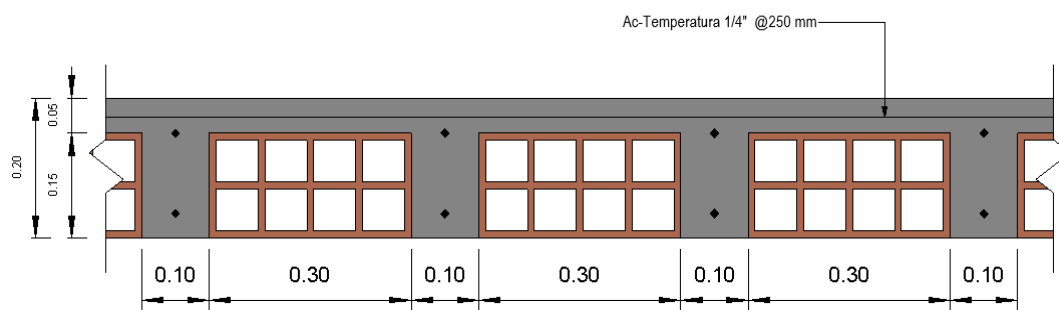
Cantidad de aceros de temperatura $n = \frac{1,25}{0,32} = 3,91$

Espaciamiento máximo $s = \frac{100}{3,91} = 25,57 \text{ cm}$

Figura 35 la distribución de acero de temperatura será de $\phi 1/4" @ 0,25 \text{ m}$

Figura 35

Corte de losa aligerada



Nota. Se muestra losa aligerada típica para los niveles

2.13.4. Diseño de Viga de Cimentación

2.13.4.1. Diseño por flexión

Los diseños incluían flexión y fuerzas cortantes: Viga de 0,25 m x 0,40 m

$$f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}, fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}, b = 25 \text{ cm y } d = 33 \text{ cm, recubrimiento} = 7 \text{ cm}$$

Ecuación 27 para cálculo de Acero mínimo

$$As_{min} = \frac{0,7 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy} \quad (27)$$

$$As_{min} = \frac{0,7 * \sqrt{210} * 25 * 33}{4200}$$

$$As_{min} = 1,99 \text{ cm}^2$$

Se tiene los siguientes resultados de cuantía máxima, para obtener el área de acero máximo.

$$As_{max} = \frac{0,364 * 0,85 * 210 *}{4200} * 25 * 33 = 12,76 \text{ cm}^2$$

Coefficiente de reducción de flexión $\phi = 0,9$

Profundidad de bloque equivalente de Whitney expresado por la ecuación 28.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0,85 * f'c * b}} \quad (28)$$

$$a = 20,80 \text{ cm}$$

Área de acero requerido por la ecuación 29.

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (29)$$

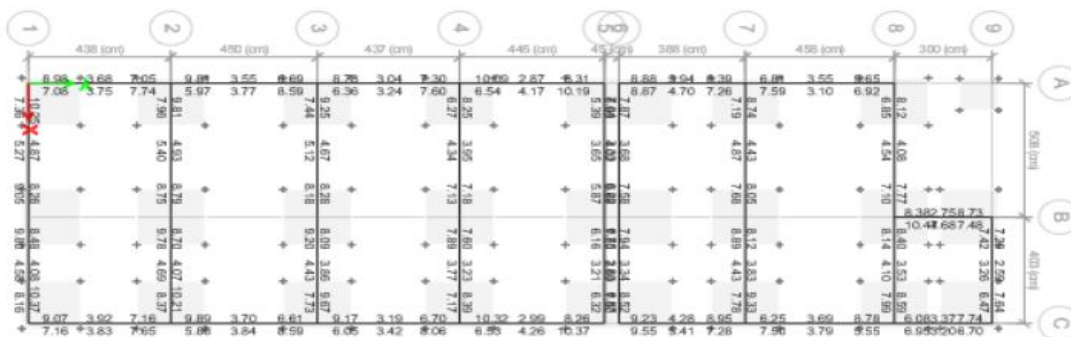
$$As = 35,36 \text{ cm}^2$$

Figura 36 seguidamente con el programa Etabs V 20.3 se obtiene los valores para los aceros requeridos para la viga de cimentación tanto para extremo derecho,

central y extremos izquierdo para cara superior e inferior como se observa en la figura 36.

Figura 36

Áreas de acero para las vigas de cimentación a diseñar



Nota. Etabs v20.3

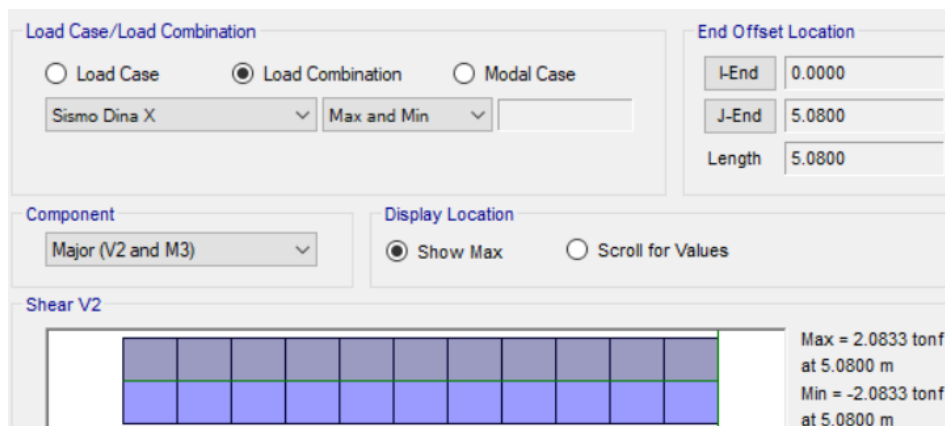
2.13.4.2. Diseño por fuerza cortante

Al estimar el esfuerzo cortante, es fundamental tener en cuenta la contribución de los estribos y del hormigón. Al calcular el esfuerzo cortante último (V_u) se tiene en cuenta una distancia "d" desde la cara de apoyo del pilar.

Figura 37 para la parte elegida de la viga de cimentación del eje 7, entre los ejes A y B, a una luz de 5,08 m, determinaremos el valor del esfuerzo cortante último (V_u).

Figura 37

Diagrama de fuerza cortante



Para el diseño por corte el ϕ es igual a 0,85

$$\phi = 0,85$$

Fuerza cortante última

$$Vu = 2,08 \text{ tonf}$$

Contribución de resistencia del concreto, determinada por la ecuación 30:

$$Vc = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad (30)$$

$$Vc = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 25 * 33$$

$$\phi * Vc = 5,38 \text{ ton*f}$$

Remplazando tenemos que $Vu \leq \phi(Vc)$ sí se cumple.

2.13.5. Diseño de Zapatas

El esfuerzo actuante no debe ser superior a esfuerzo admisible del suelo, ya que las cimentaciones transfieren las cargas de los elementos estructurales verticales al suelo de cimentación.

Tabla 59 las combinaciones de cargas usadas para el diseño de cimentaciones.

Tabla 59

Combinaciones de carga de servicio

Combinaciones	Cargas
Combinación 1 (CS1)	CM+CV
Combinación 2 (CS2)	CM+CV+0,8*SX
Combinación 3 (CS3)	CM+CV-0,8*SX
Combinación 4 (CS4)	CM+CV+0,8*SY
Combinación 5 (CS5)	CM+CV-0,8*SY

Nota. Norma Técnica E 060 Concreto armado

Presión admisible del suelo se puede incrementar a 30% según indica en el artículo 15.2.4 de la norma E.060 concreto armado.

Capacidad portante neta expresado por la ecuación 31

$$\sigma_{neto} = \sigma_t - \left[\left(\frac{\gamma_s + \gamma_c}{2} \right) * df + Sc \right] \quad (31)$$

Tabla 60 propiedades del suelo que se considerara para el diseño de la estructura.

Tabla 60

Propiedades del suelo.

Propiedades	Capacidad ($\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ o m)
Peso específico del suelo	1,8
Peso específico de concreto	2,4
Profundidad de cimentación	1,9
Capacidad portante del terreno	35
Sobrecarga del suelo	0,25
Capacidad portante neta	30,76

Nota. Capacidades a considerar para los cálculos

2.13.5.1. Verificación de Excentricidad

Para el cumplimiento debe verificarse las siguientes ecuaciones 32 y 33

$$e_x = \frac{M_{cmx} + M_{cvx} + M_{csx}}{P_{cm} + P_{cv} + P_{csx}} \leq \frac{L}{6} \quad (32)$$

$$e_y = \frac{M_{cmy} + M_{cvy} + M_{csy}}{P_{cm} + P_{cv} + P_{csy}} \leq \frac{L}{6} \quad (33)$$

2.13.5.2. Por Aplastamiento

Para realizar el diseño por aplastamiento, las cargas que se transmiten a través de las columnas deben ser adecuadamente transferidas a las zapatas.

Cumplimiento de las siguientes expresiones 34 y 35:

$$\sqrt{\frac{A_z}{A_c}} \leq 2 \quad (34)$$

A_z = Área de Zapata

A_c = Área de columna

$$\phi P_n = 0,7 * 0,85 * f'c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (35)$$

Debe cumplir la siguiente condición $P_u \leq \phi P_n$

2.13.5.3. Verificación de los esfuerzos transmitidos al suelo

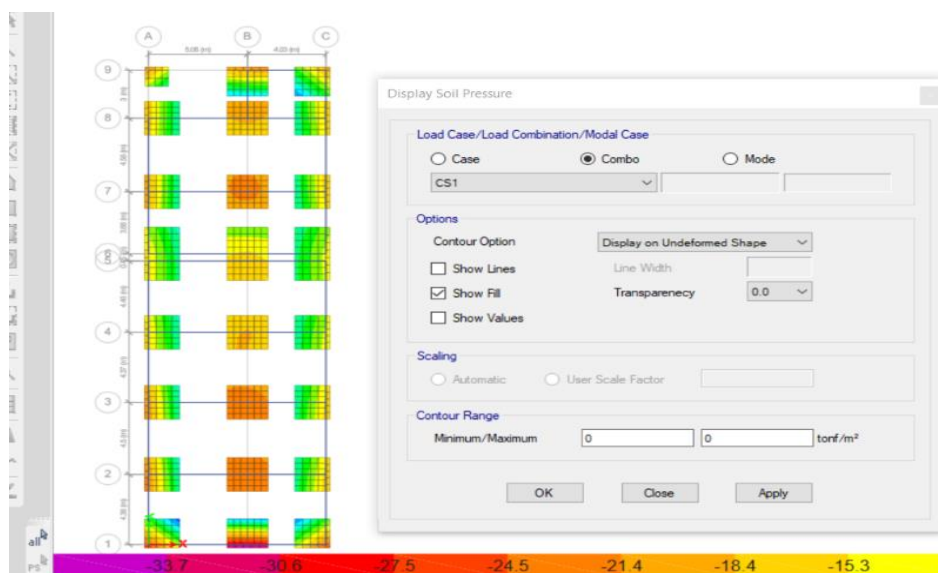
Figura 38 el diseño de la zapata se utilizó el coeficiente de balasto $K_s=7,00 \text{ kg/cm}^3$ que equivalente a un esfuerzo admisible de $3,50 \text{ kg/cm}^2$ que se aplicara a la combinación de servicio 1(Cs1) sin considerar el 30% de efectos sísmicos y a partir de la combinación de servicio (Cs2) a combinación de servicio (Cs5) se considerara el 30% de efecto sísmico que indica la norma vigente E.060.

Combinación de servicio 1

Esfuerzo actuante es menor a esfuerzo admisible $3,50 \text{ kg/cm}^2$

Figura 38

Combinación de servicio (Cs1) de carga viva, muerta.

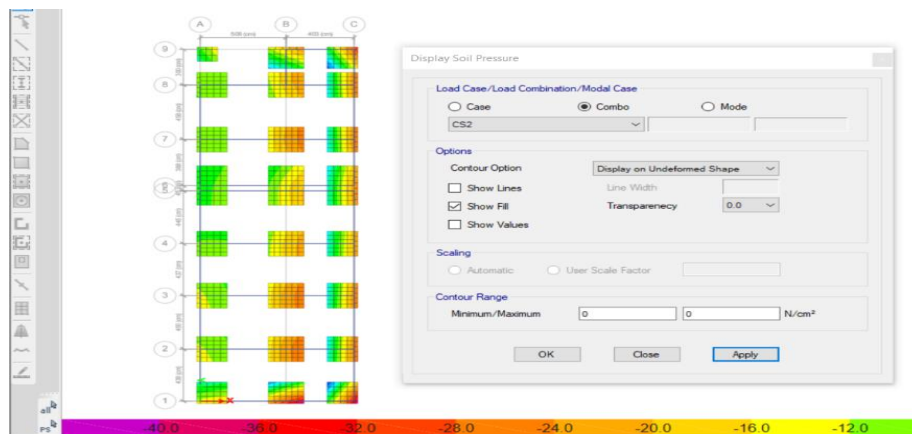


Nota. Etabs v20.3

Figura 39 la combinación de servicio 2(Cs2), verificamos que el esfuerzo máximo del suelo es 40 tn/m^2 al aplicarse una combinación no lineal, con lo cual confirma que no supera el esfuerzo admisible de $35 \cdot 1,30 = 45,50 \text{ tn/m}^2$ (mayorando un 30% por considerar efectos sísmicos).

Figura 39

Combinación de servicio (Cs2) de carga viva, muerta, sobrecarga y carga de sismo (x)

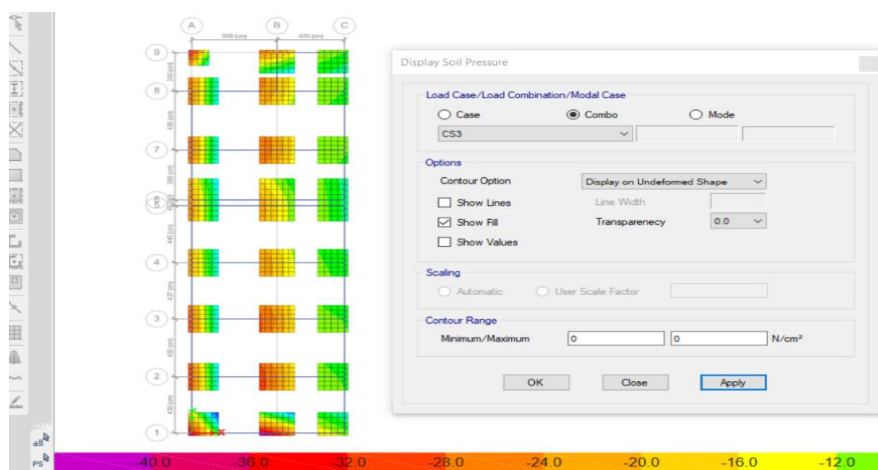


Nota. Etabs v20.3

Figura 40 la combinación de servicio 3(Cs3), verificamos que el esfuerzo máximo del suelo es 40 tn/m^2 , cuando se utiliza una combinación no lineal, lo que demuestra que no es superior al esfuerzo admisible de $35 \cdot 1,30 = 45,50 \text{ tn/m}^2$ (mayorando un 30% por considerar efectos sísmicos).

Figura 40

Combinación de servicio (Cs3) de carga viva, muerta, sobrecarga y carga de sismo (x) negativo

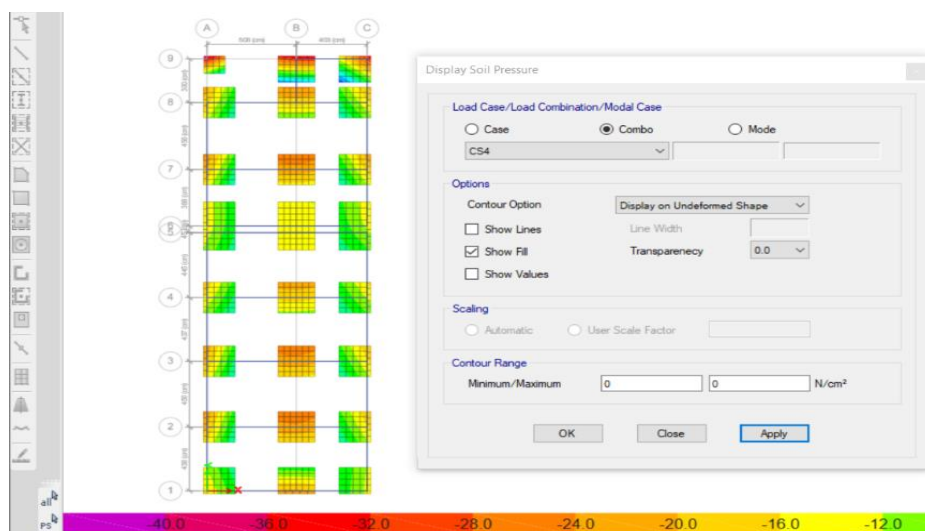


Nota. Etabs v20.3

Figura 41 la combinación de servicio 4(Cs4), verificamos que el esfuerzo máximo del suelo es 40 tn/m^2 cuando se utiliza una combinación no lineal, lo que demuestra que no es superior al esfuerzo admisible de $35 * 1,30 = 45,50 \text{ tn/m}^2$ (mayorando un 30% por considerar efectos sísmicos).

Figura 41

Combinación de servicio (Cs4) de carga viva, muerta, sobrecarga y carga de sismo (y)

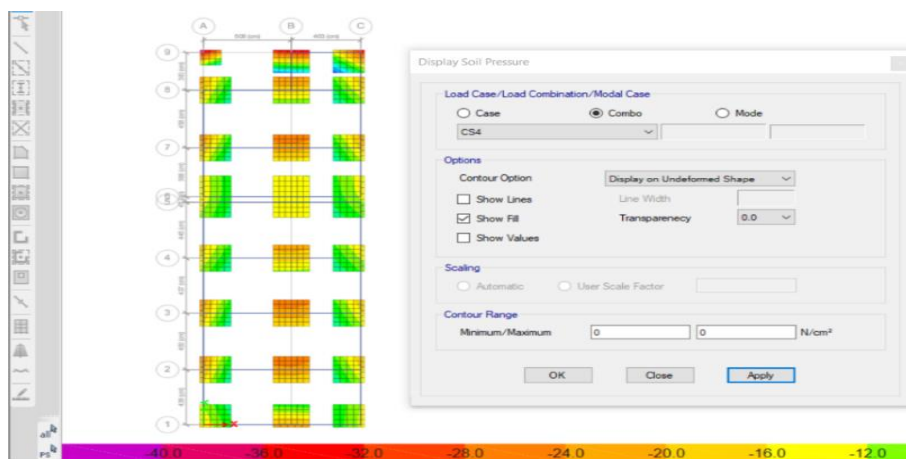


Nota. Etabs v20.3

Figura 42 la combinación de servicio 4(Cs4), verificamos que el esfuerzo máximo del suelo es 40 tn/m^2 cuando se utiliza una combinación no lineal, lo que demuestra que no es superior al esfuerzo admisible de $35 * 1,30 = 45,50 \text{ tn/m}^2$ (mayorando un 30% por considerar efectos sísmicos).

Figura 42

Combinación de servicio (Cs5) de carga viva, muerta, sobrecarga y carga de sismo (y) negativo



Nota. Etabs v20.3

2.13.5.4. Diseño por flexión

Para el diseño de las zapatas se han considerado las combinaciones con sismo de resistencias ultimas indicados en la norma E.060 concreto armado, y tenemos los resultados de los momentos de las zapatas, tanto en dirección "x" y en dirección "y" indicados en las siguientes tablas 61 y 62.

Tabla 61

Momentos máximos de zapatas en dirección X-X

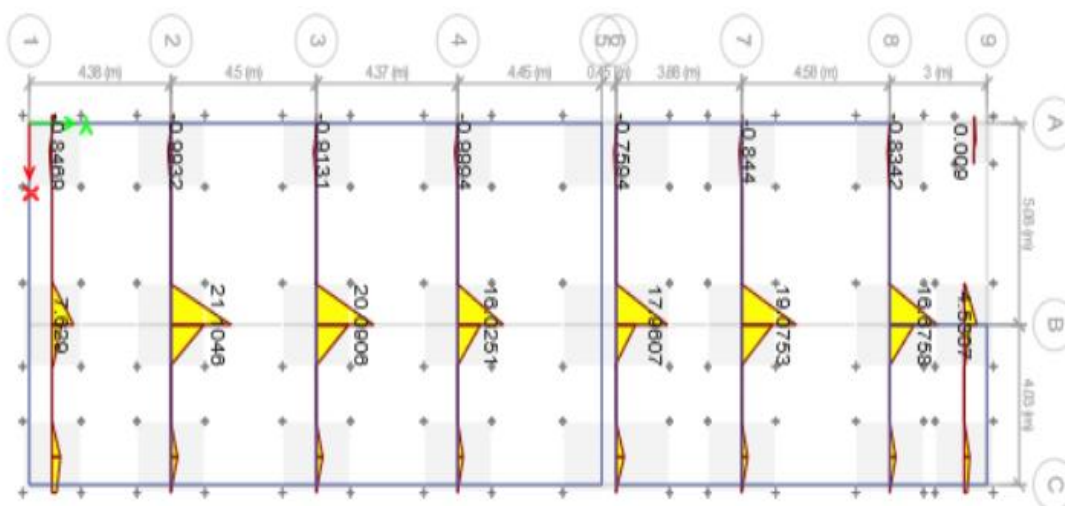
Momentos máximos de zapatas				
Strip	Story	Output Case	Case Type	Max M3 (tonf-m)
CSA1	Base	CS3	Combination	0,009
CSA2	Base	CS3	Combination	4,5307
CSA2	Base	CS3	Combination	1,9333
CSA3	Base	CS3	Combination	-0,8342
CSA3	Base	CS3	Combination	16,6758
CSA3	Base	CS3	Combination	2,0613
CSA4	Base	CS3	Combination	-0,844
CSA4	Base	CS3	Combination	19,0753
CSA4	Base	CS3	Combination	2,1124
CSA5	Base	CS3	Combination	-0,7594
CSA5	Base	CS3	Combination	17,9607
CSA5	Base	CS3	Combination	2,7517
CSA6	Base	CS3	Combination	-0,9994
CSA6	Base	CS3	Combination	16,0251
CSA6	Base	CS3	Combination	1,9111
CSA7	Base	CS3	Combination	-0,9131
CSA7	Base	CS3	Combination	20,0906

CSA7	Base	CS3	Combination	2,1893
CSA8	Base	CS3	Combination	-0,9932
CSA8	Base	CS3	Combination	21,1046
CSA8	Base	CS3	Combination	2,3225
CSA9	Base	CS3	Combination	-0,8469
CSA9	Base	CS3	Combination	7,629
CSA9	Base	CS3	Combination	2,9795

Figura 43 diagrama de momento flector de las zapatas en la dirección x-x

Figura 43

Diagrama de momento flector de las zapatas X-X



Nota. Etabs v20.3

Tabla 62

Momentos máximos de zapatas en dirección Y-Y

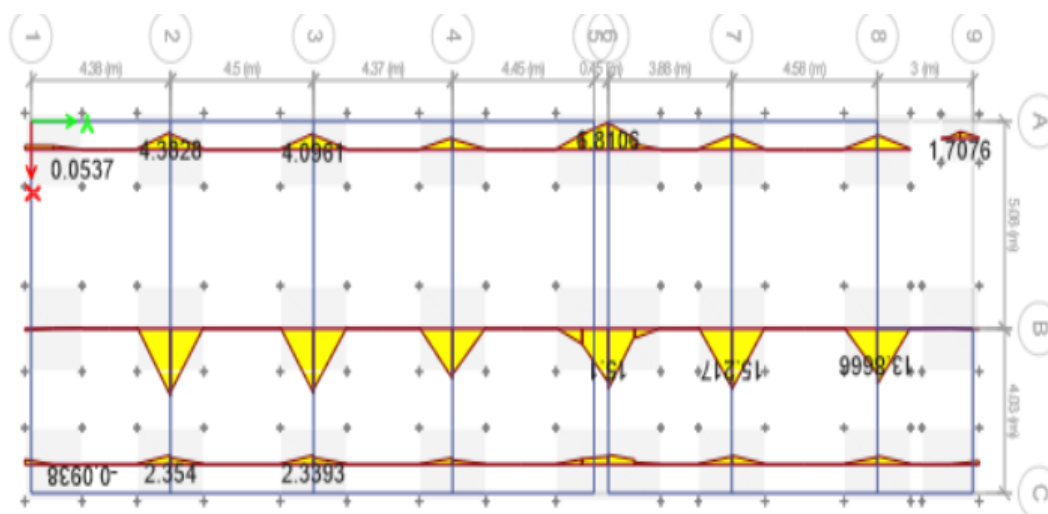
Momentos máximos de zapatas en dirección Y-Y				
Strip	Story	Output Case	Case Type	Max M3 (tonf-m)
CSB3	Base	CS3	Combination	13,8666
CSB3	Base	CS3	Combination	15,217
CSB1	Base	CS3	Combination	1,0041
CSB1	Base	CS3	Combination	4,3828
CSB1	Base	CS3	Combination	4,0961
CSB1	Base	CS3	Combination	3,0478
CSB1	Base	CS3	Combination	6,8106

CSB1	Base	CS3	Combination	3,6719
CSB2	Base	CS3	Combination	1,7076
CSB3	Base	CS3	Combination	-0,2028
CSB3	Base	CS3	Combination	15,1
CSB3	Base	CS3	Combination	11,4395
CSB3	Base	CS3	Combination	15,2106
CSB3	Base	CS3	Combination	15,9005
CSB4	Base	CS3	Combination	-0,0351
CSB4	Base	CS3	Combination	2,354
CSB4	Base	CS3	Combination	2,3393
CSB4	Base	CS3	Combination	1,6825
CSB4	Base	CS3	Combination	2,0611
CSB4	Base	CS3	Combination	2,0361
CSB4	Base	CS3	Combination	1,8835
CSB4	Base	CS3	Combination	-0,0056
CSB3	Base	CS3	Combination	0,5085
CSB4	Base	CS3	Combination	1,3078

Figura 44 diagrama de momento flector de las zapatas en la dirección y-y

Figura 44

Diagrama de momento flector de las zapatas Y-Y

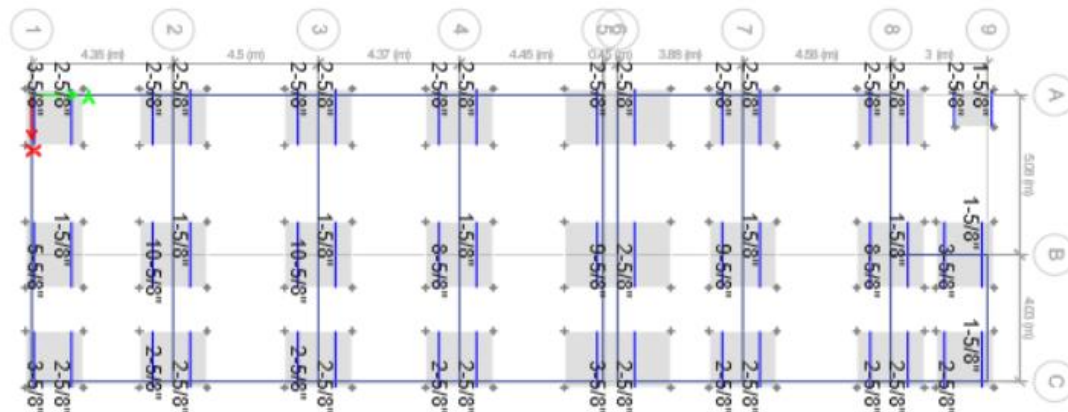


Nota. Etabs v20.3

Se ha obtenido los resultados de momentos de las zapatas, se realizará el cálculo del área de los aceros requeridos para las zapatas de la estructura, como se puede observar en las figuras 45 y 46.

Figura 45

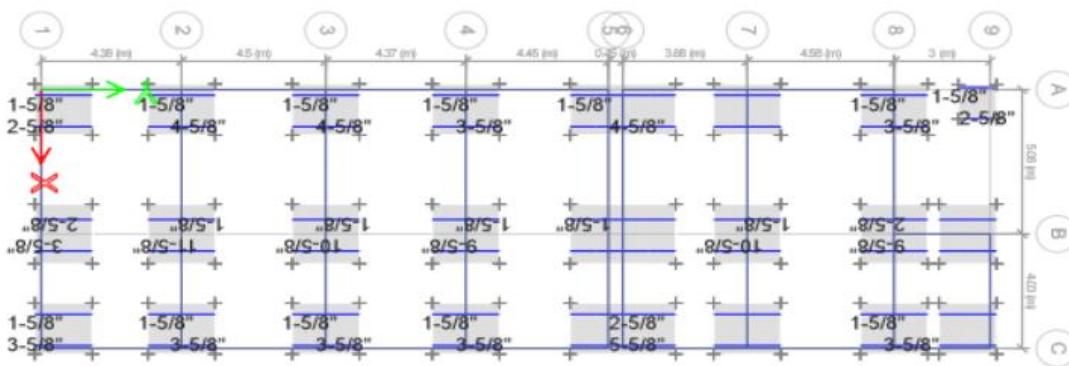
Distribución de aceros positivos y negativos en las zapatas en dirección X-X



Nota. Etabs v20.3

Figura 46

Distribución de aceros positivos y negativos en las zapatas en dirección Y-Y



Nota. Etabs v20.3

2.13.5.5. Diseño de fuerza cortante.

Una vez realizado diseñado por flexión en seguida se realizó los cálculos necesarios para diseño por corte para la zapata del eje 3 y eje B.

Condición que debe cumplir es que $V_u \leq \phi(V_c)$, aplicando la ecuación 36

$\phi = 0,85$

$$V_u = (m - d) * B * \sigma_{\text{diseño}} \tag{36}$$

Cálculo de fuerza cortante del concreto en dirección "x"

$$V_u = 28,14 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * 210 * 40$$

$$\phi V_c = 54,84 \text{ Tonf}$$

Cálculo de fuerza cortante del concreto en dirección "y"

$$V_u = 32,06 \text{ tonf}$$

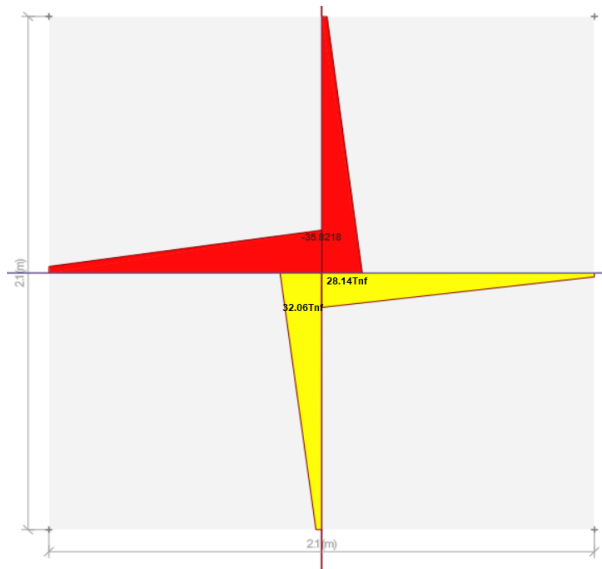
$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * 210 * 40$$

$$\phi V_c = 54,84 \text{ Tonf}$$

Figura 47 la fuerza cortante última es inferior a la que ofrece la resistencia aportada por el concreto, se verifica que cumple con lo requerido de la normativa E.060 concreto armado, en ambas direcciones.

Figura 47

Diseño por corte de zapata aislada



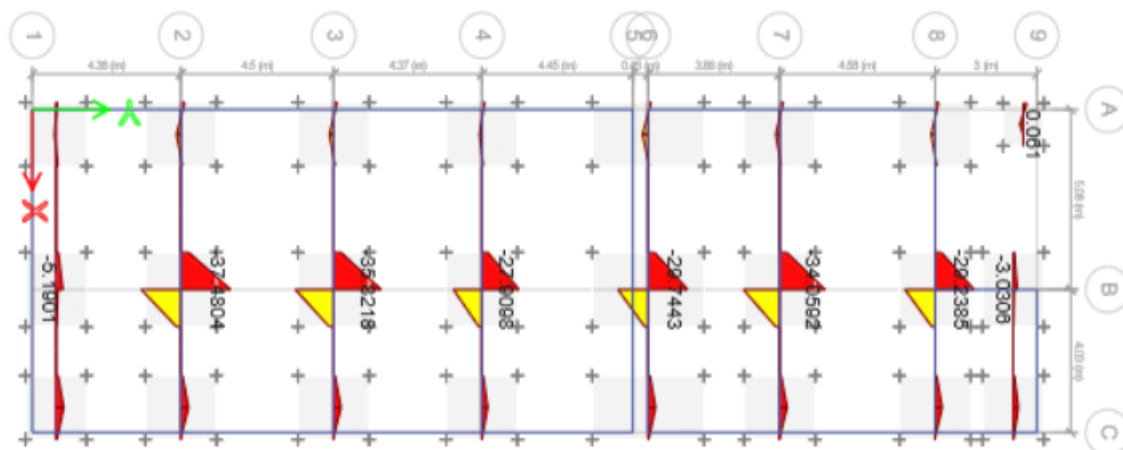
Nota. Etabs v20.3

A continuación, se realizaron los diseños por corte de las zapatas aisladas y combinadas, donde se observa en la figura 48 y 49 la fuerza cortante última es

menor que la resistencia aportada por el concreto, cumple con lo requerido de la normativa E.060 concreto armado, en ambas direcciones.

Figura 48

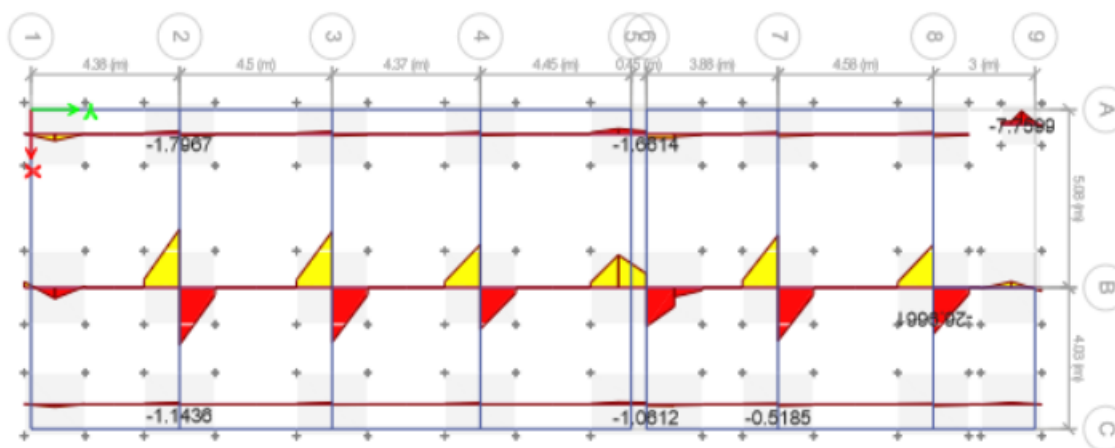
Diseño por corte de zapata aisladas y combinadas en dirección X



Nota. Etabs v20.3

Figura 49

Diseño por corte de zapata aisladas y combinadas en dirección Y



Nota. Etabs v20.3

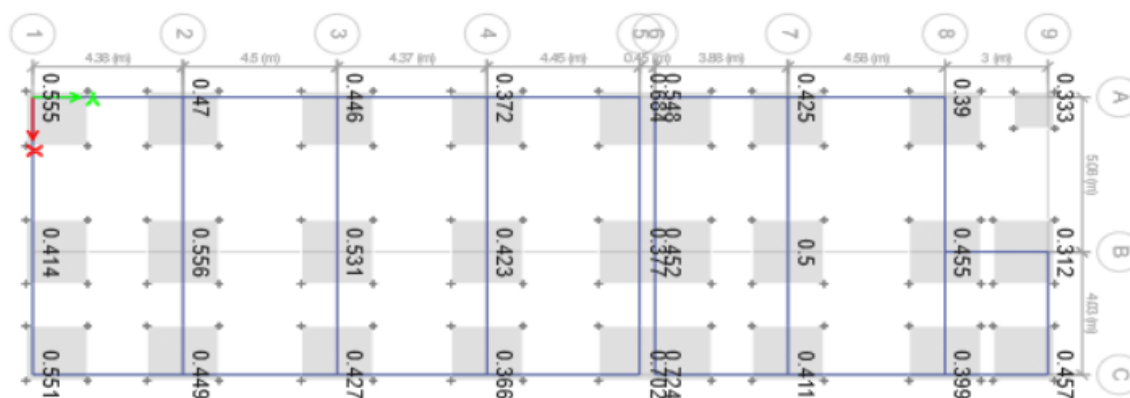
2.13.5.6. Verificación del corte por Punzonamiento

Tabla 63 las siguientes ecuaciones, que asumen un valor como dato inicial, representan el peralte efectivo "d".

Tabla 63*Expresiones para calculo por Punzonamiento*

Datos	Expresiones
Perímetro crítico	$b_0 = 2(b + d) + (d + h)$
Área crítica	$A_0 = (d + 1) * (b + d)$
Área de la zapata	$A_{ZAP} = B * L$
Cortante ultima de diseño	$V_u = \sigma_{ult} * (A_{ZAP} - A_0)$
Para cortante	$\theta = 85$
Centrada	$\alpha = 40$
Excéntrica	$\alpha = 30$
Esquinera	$\alpha = 20$
	$V_c = 0,53 * \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) * \sqrt{f'_c} * b * d$
	$V_c = 0,27 * \left(2 + \frac{\alpha * d}{b_0}\right) * \sqrt{f'_c} * b * d$
	$V_c = 1,06 * \sqrt{f'_c} * b * d$
Condición que debe cumplir	$V_u \leq \phi V_c$

Figura 50 se verifica que es óptimo el diseño por cortante bidireccional ya que refleja un valor máximo 0,724 Ton. El cual es menor que 1, donde estaríamos cumpliendo con el parámetro que indica la norma.

Figura 50*Diseño por corte de zapata aisladas y combinadas en dirección X*

Nota. Etabs v20.3

2.13.5.7. Cuadro resumen de zapatas

Utilizando el programa informático Etabs versión 20.3, se elaboraron las conclusiones para el diseño de cimentaciones superficiales.

Se observa las dimensiones obtenidas en la tabla 64

Tabla 64

Cuadro de dimensiones de zapata

Zapatas	EJES	L(m)	B(m)	h(m)	Acero longitudinal (cm^2)	Acero transversal (cm^2)
Z-1	Eje 2 Entre Eje B	2,10	2,10	0,50	21,11	21,51
	Eje 3 Entre Eje B	2,10	2,10	0,50	19,90	20,37
	Eje 4 Entre Eje B	2,10	2,10	0,50	16,64	17,54
	Eje 7 Entre Eje B	2,10	2,10	0,50	18,50	18,85
	Eje 8 Entre Eje B	2,10	2,10	0,50	16,96	18,57
Z-2	Eje 1 Entre Eje A	1,80	1,80	0,50	9,04	9,04
	Eje 1 Entre Eje C	1,80	1,80	0,50	9,04	9,04
	Eje 9 Entre Eje C	1,80	1,80	0,50	9,04	9,04
	Eje 1 Entre Eje B	1,80	2,10	0,50	9,15	9,04
Z-3	Eje 2 Entre Eje A	1,80	2,10	0,50	9,04	9,04
	Eje 2 Entre Eje C	1,80	2,10	0,50	9,04	9,04
	Eje 3 Entre Eje A	1,80	2,10	0,50	9,04	9,04
	Eje 3 Entre Eje C	1,80	2,10	0,50	9,04	9,04
	Eje 4 Entre Eje A	1,80	2,10	0,50	9,04	9,04
	Eje 4 Entre Eje C	1,80	2,10	0,50	9,04	9,04
	Eje 7 Entre Eje A	1,80	2,10	0,50	9,04	9,04
	Eje 7 Entre Eje C	1,80	2,10	0,50	9,04	9,04
	Eje 8 Entre Eje A	1,80	2,10	0,50	9,04	9,04
	Eje 8 Entre Eje C	1,80	2,10	0,50	9,04	9,04
Z-4	Eje 9 Entre Eje B	1,80	2,10	0,50	9,04	9,04
Combinada (Z-5)	Eje 9 Entre Eje A	1,20	1,20	0,50	9,04	9,04
Combinada (Z-5)	Eje 5,6 Entre Eje A	1,8	3,30	0,50	9,04	9,04
Combinada (Z-5)	Eje 5,6 Entre Eje C	2,10	3,30	0,50	9,04	10,22
Combinada (Z-6)	Eje 5,6 Entre Eje B	2,11	3,31	0,50	17,62	16,75

CAPÍTULO V: DISCUSIONES

Hipótesis general plantea que “la aplicación de herramientas de cálculo estructural permiten optimizar el diseño detallado de una edificación multifamiliar en la ciudad de Tacna “al utilizar los softwares de Etabs y Revit Structure en el proceso de los análisis y diseño sísmico estos softwares garantizan el buen desempeño y comportamiento estructural, ya que cumple con los parámetros permitidos en la norma técnica E.030 diseño sismorresistente y en la norma técnica E.060 concreto armado para el diseño estructural, de igual manera los autores (Espinoza, 2022), cumplieron con los parámetros establecidos en las normativas antes mencionadas.

Hipótesis específico 1 fue “la estructuración de los diferentes elementos estructurales son vigas, columnas, losa aligerada y cimentaciones” la estructuración se realizó según los requisitos estructurales y arquitectónicos, cumpliendo con los ciertos criterios como la simplicidad, simetría, regularidad, distribución de masas, rigidez y continuidad estructural, la edificación corresponde a un sistema aporticada sin la necesidad de colocar las placas, solo fue suficiente colocar las columnas, cumpliendo con los parámetros de la norma técnica E. 030, los resultados obtenidos fueron similares a los autores (Rojas, 2019) y (López, 2019)

Hipótesis específico 2 fue “al aplicar las dimensiones de los elementos estructurales correspondientes a vigas, columnas, losa aligerada y cimentaciones se determina al cumplimiento de una resistencia exigida en el diseño” las dimensiones de los elementos estructurales como, columnas de (0,45 m x 0,45 m, 0,35 m x 0,45 m y 0,40 m x 0,45 m), vigas principales de 0,35 m x 0,50 m, vigas secundarias de 0,30 m x 0,50 m, y una losa aligerada de 0,20m de espesor, el diseño de cimentación de las zapatas aisladas y combinadas se detallan las siguientes dimensiones 2,10 m x 2,10 m, 2,10 m x 1,80 m y 1,80 m x 1,80 m 2,10 m x 3,30 y 1,80 m x 3,30 m con un peralte de 0,50 m con vigas de cimentación de 0,25 m x 0,40 m las dimensiones se realizaron considerando las fuerzas de cortes, por flexión, punzonamiento y por aplastamiento, la cimentación se realizó según el esfuerzo admisible de 3,50 kg/cm³ se realizaron según los parámetros establecidos

en la norma técnica E. 030 diseño sismorresistente, norma técnica E.060 concreto armado y la norma técnica E. 050 suelos y cimentaciones, los resultados guardan relación con los autores (Anco, Mamani, 2020).

Hipótesis específica 3 fue “El análisis estático y dinámico de la estructura y diseño de los elementos estructurales se obtiene una adecuada resistencia de acuerdo a los parámetros establecidos en la norma E. 030 y E.060”, la estructura analizada es un sistema a porticado, y los resultados de las derivas en ambas direcciones para los bloques D1 y D2 no superan la deriva máxima permitida de 0,007 estipulada por la norma técnica E.030. Para el bloque D1, la deriva para un sismo en la dirección "x" es de 0.0060, para un sismo en la dirección "y" es de 0.0066, y para el bloque D2 la deriva para un sismo en la dirección "x" es de 0.0066 y para un sismo en la dirección "y" es de Resultados similares fueron alcanzados por los autores (Anco, Mamani, 2020) y (Espinoza, 2022), pero dentro de los límites de la norma técnica E.030 diseño sismorresistente.

El diseño de los elementos estructurales (Losas, vigas, columnas, zapatas y vigas cimentación) en la presente tesis se tomaron en consideración los parámetros permitidos, cuantías máximas y mínimas de acero que indica la Norma técnica E.060 concreto armado”, de igual manera los autores (Espinoza, 2022) y (López, 2019), diseñaron las edificaciones de acuerdo a la Norma técnica E.060 concreto armado.

CONCLUSIONES

En el diseño de los elementos estructurales se detallan las dimensiones las columnas centrales esquineras y excéntricas (0,45 m x 0,45 m, 0,35 m x 0,45 m y 0,40 m x 0,45 m), en cuanto las vigas, las vigas principales de 0,35 m x 0,50 m, vigas secundarias de 0,30 m x 0,50 m, y una losa aligerada de 0,20 m de espesor, el diseño de cimentación de las zapatas aisladas y combinadas se detallan las siguientes dimensiones 2,10 m x 2,10 m, 2,10 m x 1,80 m y 1,80 m x 1,80 m 2,10 m x 3,30 m y 1,80 m x 3,30 m, con un espesor de 0,50 m con vigas de cimentación de 0,25 m x 0,40 m, las dimensiones de los elementos estructurales, inicialmente se consideraron unas dimensiones menores, con las verificaciones mediante análisis sísmico, diseño estructural y los parámetros establecidos en las normas técnicas E.030, y la norma técnica E.060 se aumentaron las dimensiones antes mencionados.

En la estructuración se consideraron las columnas, vigas peraltadas, losa aligerada y vigas de cimentación, evitando la excentricidad accidental en cada nivel de la edificación, indicando que el centro de masa y centro de rigidez al momento de analizar cumplieron con los parámetros permitidos de la norma técnica E.030 y cumpliendo con el diseño arquitectónico y de la funcionalidad de la edificación.

Con el predimensionamiento no siempre serán las dimensiones requeridas, ya que debido a múltiples factores pueden variar de acuerdo a las solicitaciones sísmicas, para cumplir como el análisis sísmico y diseño estructural de los diferentes elementos estructurales, con la finalidad de mejorar el comportamiento estructural se obtuvo nuevas dimensiones de los elementos estructurales que cumplan con los parámetros establecidos en la normativa E.030 y la normativa E.060.

La estructura analizada es un sistema a porticado, y los resultados de las derivas en ambas direcciones -para el bloque D1 la deriva para un sismo en la dirección "x" es de 0,0060, para un sismo en la dirección "y" es de 0,0066 y para el bloque D2 la deriva para un sismo en la dirección "x" es de 0,0066 y para un sismo en la dirección

"y" es de 0,0068, no superan la deriva máxima permitida de 0,007 establecido por la norma técnica E.030 diseño sismorresistente, las cimentaciones superficiales se desarrolló en base del esfuerzo admisible del suelo y las cargas de servicio para determinar el peralte de 0,50 m y las diferentes dimensiones de zapatas, deberá cumplir con los requerimientos de la normativa E. 060 concreto armado y E 050 suelos y cimentaciones.

RECOMENDACIONES

Se recomienda a los futuros investigadores y proyectistas a realizar los detalles en los planos estructurales y estandarizar el diseño de los elementos estructurales con la finalidad de facilitar la construcción de los proyectos, evitar que no exista diferentes diámetros de los aceros en un elemento estructural o especificar los refuerzos de acuerdo a las condiciones de capacidad portante del suelo.

Se recomienda a las municipalidades exigir al usuario el cumplimiento de los requisitos, para la autorización de licencia de construcción que el expediente deberá de ser revisado detalladamente por el profesional encargado, verificando las dimensiones de los elementos estructurales y la memoria de cálculo según las normativas vigentes.

Se recomienda a Los proyectistas realizar un buen diseño estructural, primeramente, los predimensionamientos de los elementos estructurales y las cimentaciones, en seguida deberán realizar las iteraciones correspondientes, análisis sísmico y diseño sismorresistente y tener unas nuevas dimensiones para garantizar la estructura y cumplir con los parámetros exigidos en la norma técnica E.030 diseño sismorresistente y la norma técnica E.060 concreto armado.

Se recomienda a los investigadores o los proyectistas aplicar el análisis sísmico siempre considerando los detalles e interpretaciones de los resultados, para realizar un diseño adecuado y evitar las fallas estructurales ante eventos sísmicos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, J. (2012). Diseño de cimentaciones. Instituto de la construcción y gerencia ICG. Fondo Editorial ICG.
- Anco, Mamani (2020) “Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar con muros de ductilidad limitada en la ciudad de Tacna - 2020” (Tesis grado).
- Ayala. (2017). Diseño del edificio multifamiliar “Los Robles” urbanización Santa María, distrito de José Leonardo Ortiz, provincia Chiclayo, Región Lambayeque 2017. Trujillo: Universidad César Vallejo.
- Espinoza, (2022): ‘Análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de 5 niveles de concreto armado en la ciudad de tacna – 2022’ (Tesis grado).
- Espinoza, Oporto y Roldan (2016): Cálculo y diseño estructural del edificio multifamiliar “borneo”
- Estrada R, Verde Huamán (2020): Análisis comparativo del diseño estructural con la aplicación del software Etabs respecto al método tradicional de un edificio de cinco pisos con semisótano ubicado en el distrito de san Martín de Porres – Lima
- Guerra O. y Mariños C. (2016): Aplicación de tecnología BIM para el incremento de la eficiencia en la etapa de diseño del proyecto inmobiliario vivienda multifamiliar NOVA - Trujillo, La Libertad, Universidad Privada Antenor Orrego. (Tesis de grado)
- López, (2019) Diseño del edificio multifamiliar Cellerini de diez niveles por el sistema convencional y con disipadores de energía en la ciudad de Chiclayo (Tesis grado).
- López, J. (2011) “Análisis y diseño de una cimentación superficial de una estructura”, (Tesis de Pregrado). Universidad Autónoma de México.
- Mulato C. (2018): utilización de la metodología BIM para la optimización de costos en el diseño de edificaciones de concreto armado en Huancavelica, Universidad Nacional de Huancavelica. (Tesis de grado).

- Ortiz N. (2012): Diseño estructural sismo-resistente de los edificios de departamentos de hormigón armado "limburg platz" de la ciudad de quito, para garantizar la seguridad de los ocupantes.
- Ramírez, Orozco (2019). "Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de 8 pisos en Surquillo". Editorial PUCP, Lima
- Reglamento nacional de edificaciones. (2018). "Norma técnica E 0.30, Diseño Sismorresistente". Perú.
- Reglamento nacional de edificaciones. (2018). "Norma técnica E 0.50, Suelos y Cimentaciones". Perú.
- Reglamento nacional de edificaciones. (2009). Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado. Perú.
- Reglamento nacional de edificaciones. (2006). Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas. Perú.
- Rojas, (2019) Comparativa en el diseño estructural de una edificación de 04 niveles, aplicando métodos tradicionales y metodología bim - concepción 2018 (Tesis grado).
- Sánchez. T. (2013): Análisis y diseño estructural utilizando modelo BIM, Universidad Nacional Autónoma de México. (Tesis de grado).

ANEXOS

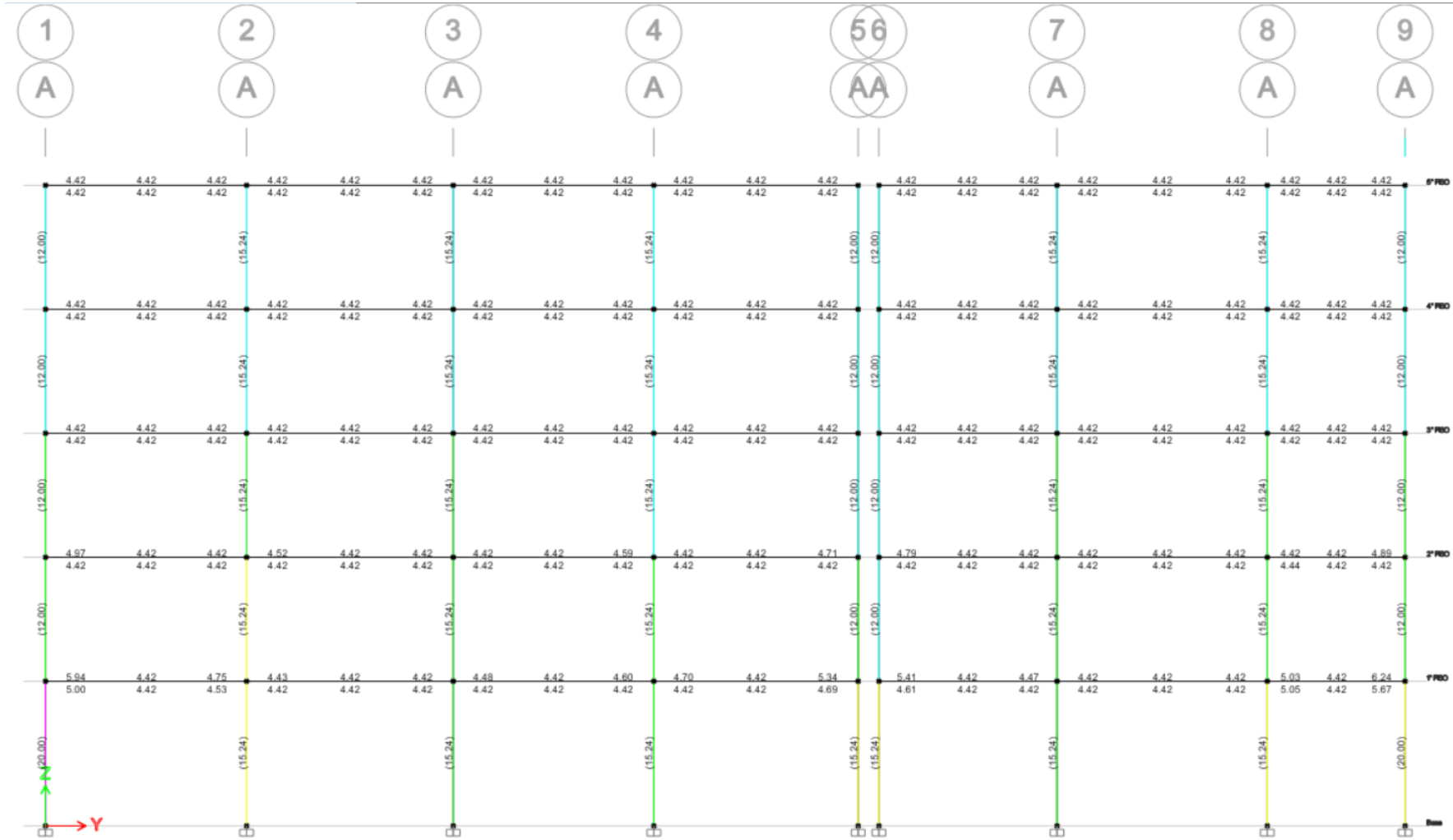
Anexo 1. Matriz de consistencia

“APLICACIÓN DE HERRAMIENTAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EL DISEÑO DETALLADO DE UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE TACNA, 2022”

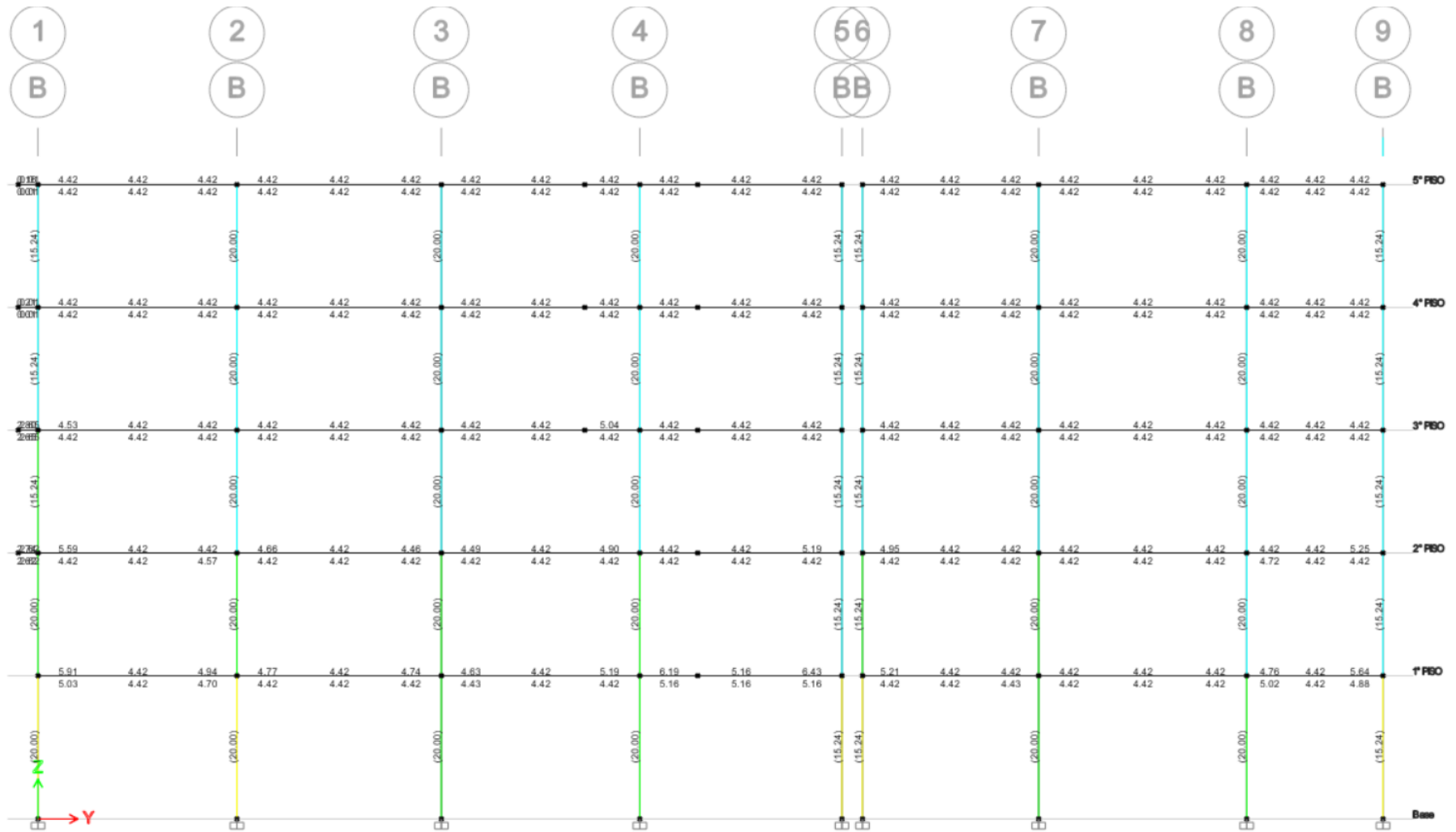
Formulación del Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Indicadores	Método
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General		Datos de Ingreso; dimensiones y propiedades mecánicas de los elementos.	
¿Cómo aplicar las herramientas de cálculo estructural para el diseño detallado de una edificación multifamiliar en la ciudad de Tacna?	Aplicación de herramientas de cálculo estructural para el diseño detallado de una edificación multifamiliar en la ciudad de Tacna	La aplicación de herramientas de cálculo estructural permite optimizar el diseño detallado de una edificación multifamiliar en la ciudad de Tacna	V. Independiente aplicación de herramientas de cálculo estructural	Datos de salida en 3D y 2D	
				Datos de Ingreso; dimensiones y propiedades mecánicas de los elementos.	
				Datos de salida en 3D y 2D	Tipo de Investigación. -aplicada
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Específicas			
1. ¿Cuál es la estructuración de los diferentes elementos estructurales de una edificación multifamiliar?	1. Determinar la estructuración de los diferentes elementos estructurales correspondientes a edificación multifamiliar	1. La estructuración de los elementos estructurales son vigas, columnas, losa aligerada y cimentaciones.		Elementos estructurales a considerar (% de distribución)	Nivel de Investigación: aplicativo
2. ¿Cuáles son las dimensiones de los elementos estructurales correspondientes a vigas, columnas, losa aligerada y cimentaciones?	2. Determinar las dimensiones de los elementos estructurales correspondientes a vigas, columnas, losa aligerada y cimentaciones	2. Al aplicar las dimensiones de los elementos estructurales correspondientes a vigas, columnas, losas aligerada y cimentaciones, se determina al cumplimiento de una resistencia exigida en el diseño.	V. Dependiente	Predimensionamiento de los elementos estructurales (m y cm)	Una muestra no probabilista se compone de una vivienda multifamiliar.
3. ¿Cuál es el análisis estático y dinámico de la estructura y diseño de los elementos estructurales?	3. Determinar el análisis estático y dinámico de la estructura y diseño de los elementos estructurales	3. El análisis estático y dinámico de la estructura y diseño de los elementos estructurales se obtendrá una adecuada resistencia de acuerdo a los parámetros establecidos en la norma E. 030 y E.060.	diseño detallado de una edificación multifamiliar	Análisis estático y dinámico (fuerzas laterales en tnf. y en % respectivamente)	
				Determinación de las áreas de acero de los elementos estructurales (cm ²)	

Anexo 2. Áreas de aceros en vigas y columnas

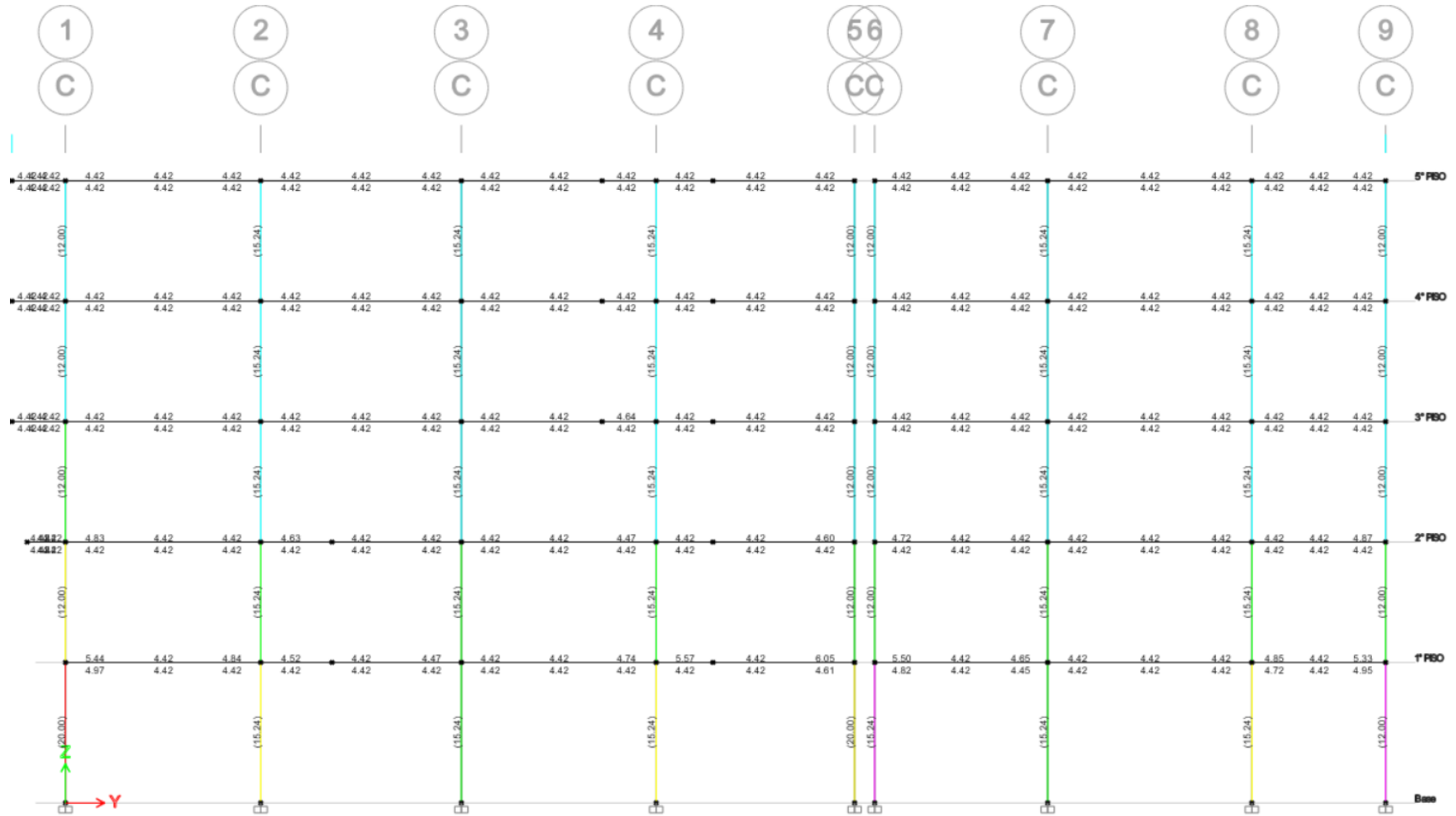
Distribución de área de aceros en las columnas y vigas de la estructura entre eje A y eje (1-9)



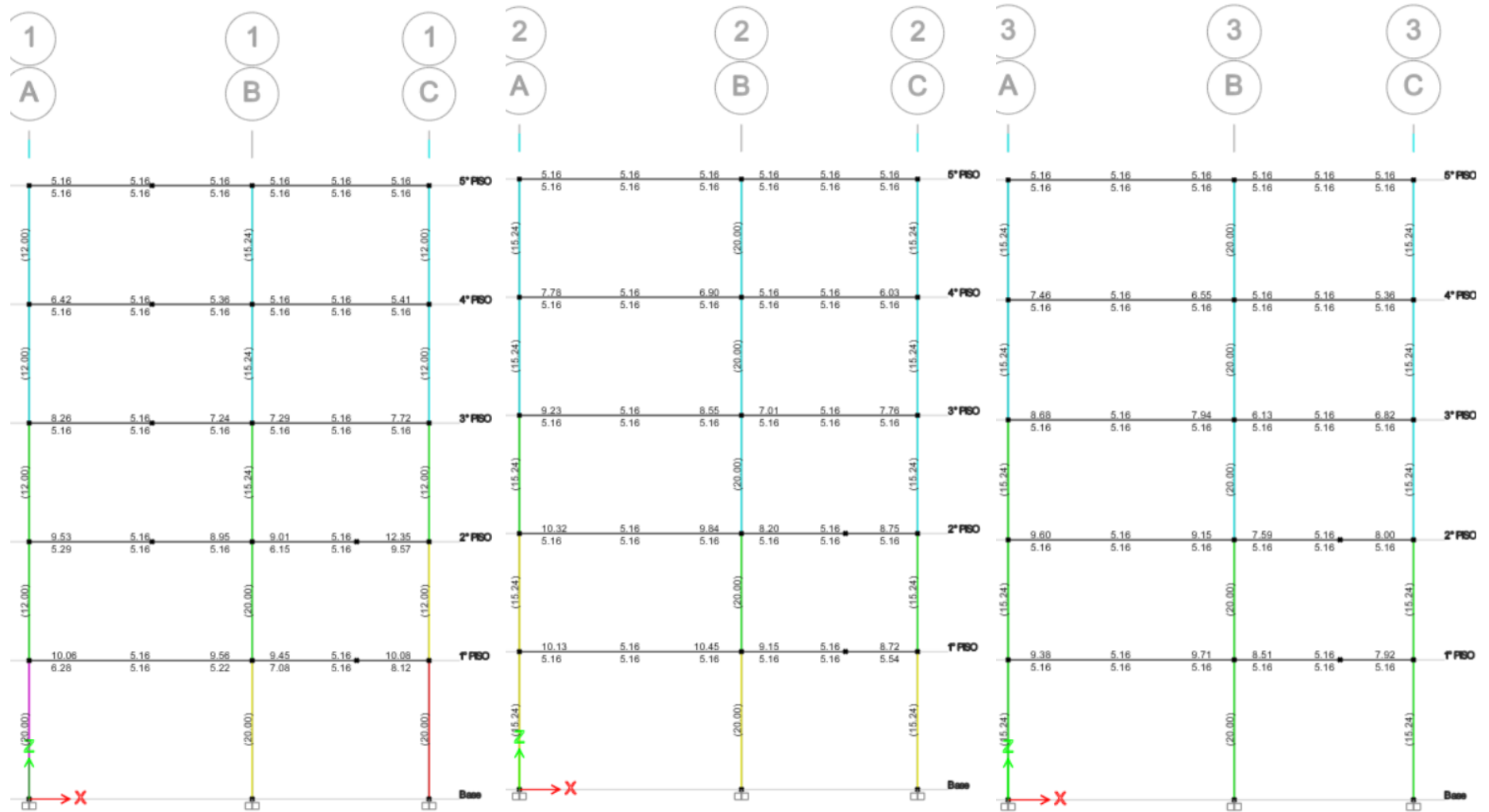
Distribución de área de aceros en las columnas y vigas de la estructura entre eje B y eje (1-9)



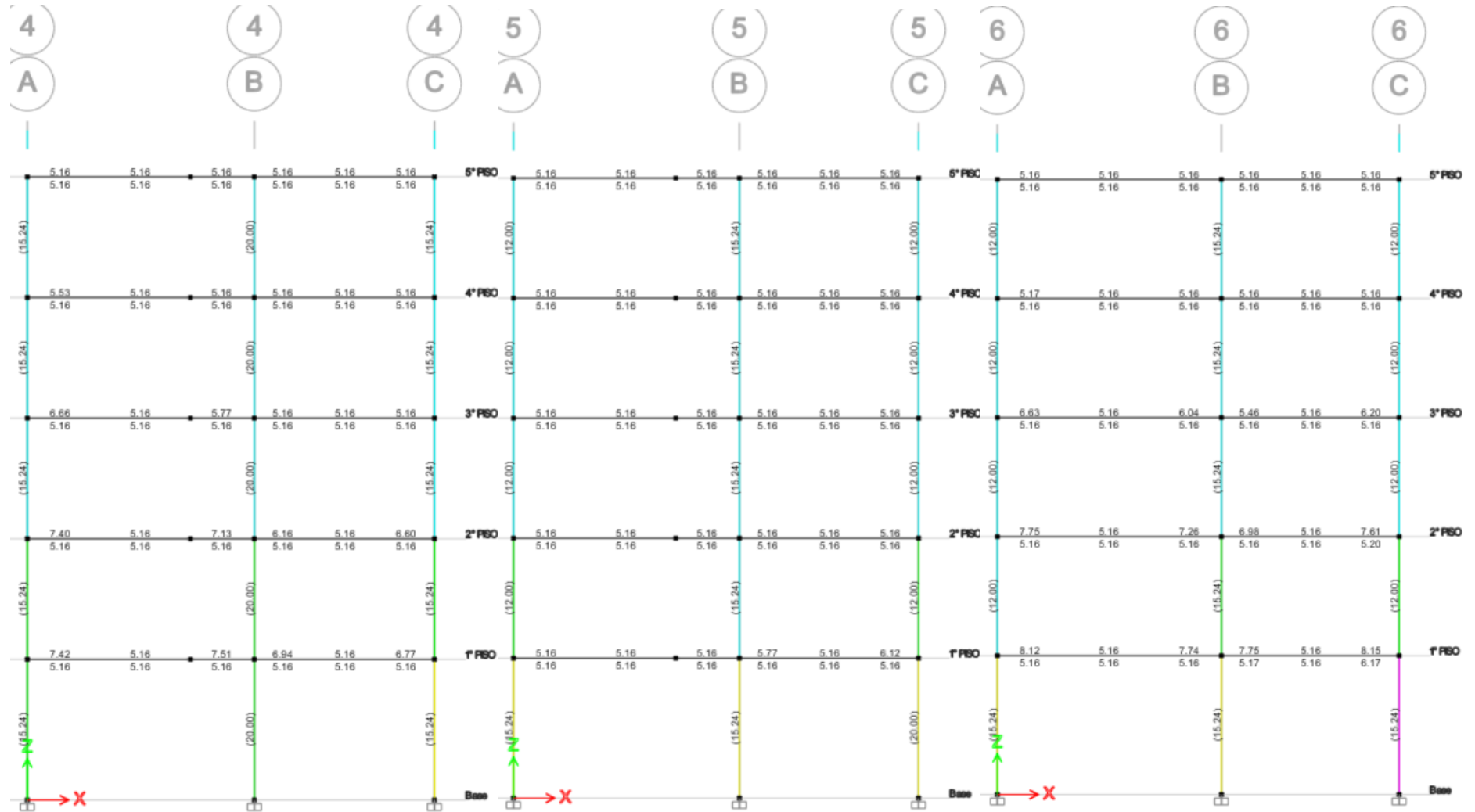
Distribución de área de aceros en las columnas y vigas de la estructura entre eje C y eje (1-9)



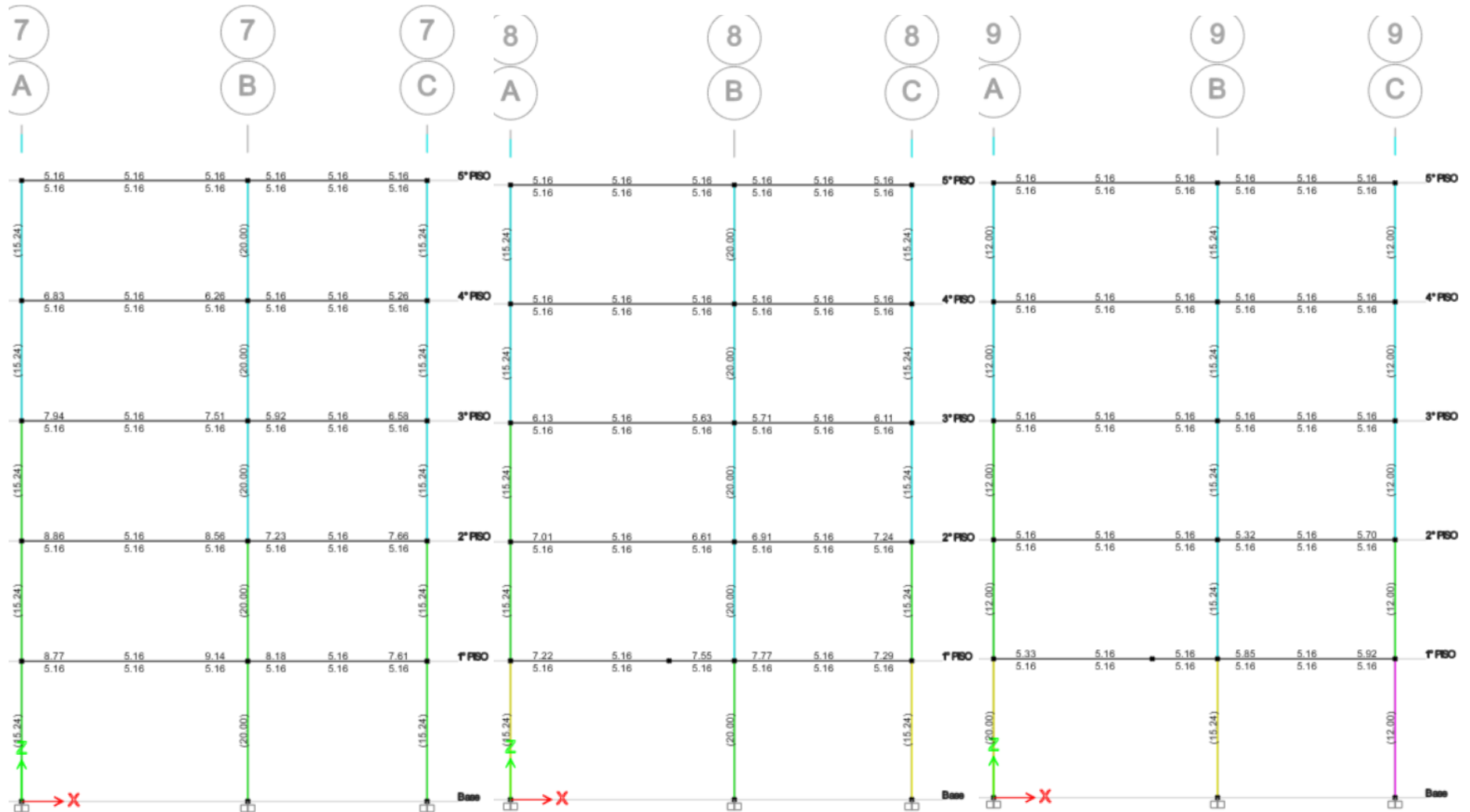
Distribución de área de aceros en las columnas y vigas de la estructura entre eje 1 y eje (A-C), eje 2 y eje (A-C), eje 3 y eje (A-C)



Distribución de área de aceros en las columnas y vigas de la estructura entre eje 4 y eje (A-C), eje 5 y eje (A-C), eje 6 y eje (A-C)



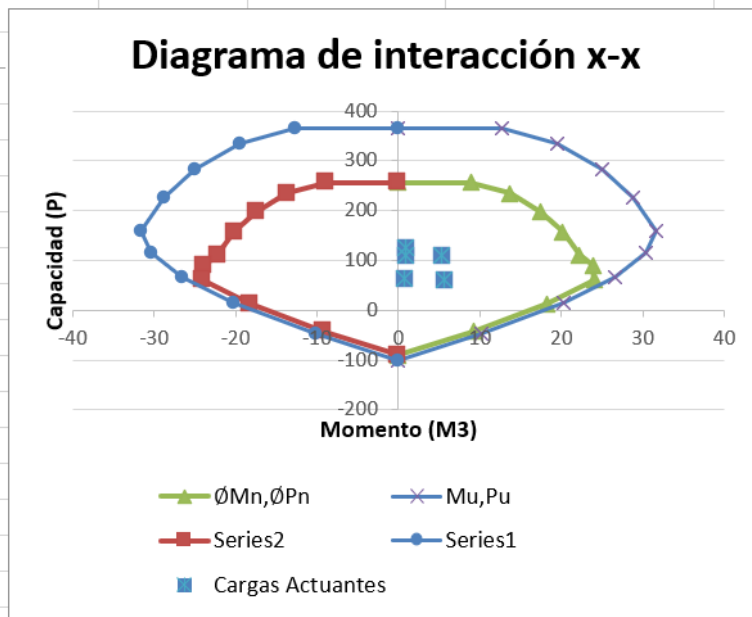
Distribución de área de aceros en las columnas y vigas de la estructura entre eje 7 y eje (A-C), eje 8 y eje (A-C), eje 9 y eje (A-C)



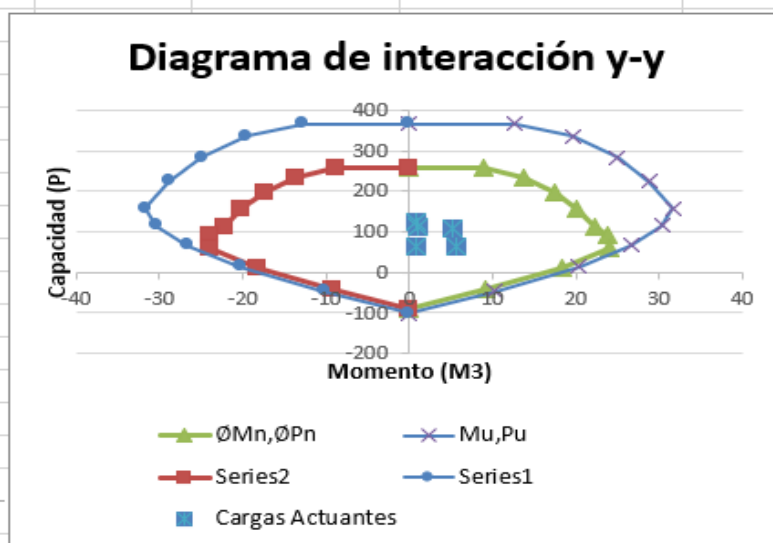
Anexo 3. Cálculo de diagrama de Interacción

DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNA 45*45			
CARGAS ACTUANTES DE LA COLUMNA ENTRE LOS EJE 7 Y EJE B			
COMB.	PU	M3-3	M2-2
CU1	125.95	0.8981	1.6704
CU2(X,y)	111.44	0.9151	9.4671
CU3(X,y)	61.922	5.6798	1.929
CU4(X,y)	110.0235	5.2645	2.3877
CU5(X,y)	63.3435	0.7458	9.7678
Dirección X			
	PU	M33 Ton	M22 ton
CU2(X)	111.44	0.9151	9.4671
CU3(x)	61.922	5.6798	1.929
COMB.	PU	M33 Ton	M22 ton
CU1	125.95	0.8981	1.6704
Dirección Y			
	PU	M33 Ton	M22 ton
CU2(y)	110.0235	5.2645	2.3877
CU3(y)	63.3435	0.7458	9.7678

EN X-X					
RESISTENCIA ULTIMA			RESISTENCIA NOMINAL		
P	M3	M3	P	M3	M3
256.468	0	0	366.3828	0	0
256.468	8.8865	-8.8865	366.3828	12.695	-12.695
234.8347	13.6794	-13.6794	335.4782	19.542	-19.542
197.7798	17.4543	-17.4543	282.5425	24.9348	-24.9348
157.6912	20.1651	-20.1651	225.2732	28.8074	-28.8074
110.8668	22.1691	-22.1691	158.3812	31.6702	-31.6702
90.7798	23.8814	-23.8814	115.4884	30.3815	-30.3815
60.4195	23.9907	-23.9907	67.1328	26.6563	-26.6563
12.2902	18.2816	-18.2816	13.6557	20.3129	-20.3129
-42.2146	9.204	-9.204	-46.9051	10.2267	-10.2267
-90.72	0	0	-100.8	0	0



EN Y-Y					
RESISTENCIA ULTIMA			RESISTENCIA NOMINAL		
P	M3	M3	P	M3	M3
256.468	0	0	366.3828	0	0
256.468	8.8865	-8.8865	366.3828	12.695	-12.695
234.8347	13.6794	-13.6794	335.4782	19.542	-19.542
197.7798	17.4543	-17.4543	282.5425	24.9348	-24.9348
157.6912	20.1651	-20.1651	225.2732	28.8074	-28.8074
110.8668	22.1691	-22.1691	158.3812	31.6702	-31.6702
90.7798	23.8814	-23.8814	115.4884	30.3815	-30.3815
60.4195	23.9907	-23.9907	67.1328	26.6563	-26.6563
12.2902	18.2816	-18.2816	13.6557	20.3129	-20.3129
-42.2146	9.204	-9.204	-46.9051	10.2267	-10.2267
-90.72	0	0	-100.8	0	0



Anexo 4. Diseño de Zapata Z-22

DISEÑO DE LA ZAPATA Z-22

DATOS DE LA ZAPATA:
 Carga Admisible: 3.50 kg/cm²
 Carga Muerta (Pm): 65.51 Tn
 Carga Viva (Pv): 20.14 Tn
 Carga de sismo (Ps): 102.67 Tn

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

LA DIMENSIÓN DE LA COLUMNA ES DE: 45 x 45

PROCESO DE CALCULO

Carga puntual de servicio ($PS1 = Pm + Pv + Ps$) = 65.51 Tn + 20.14Tn + 102.67Tn = 188.32 Tn

Carga puntual de servicio ($PS2 = Pm + Pv$) = 65.51 Tn + 20.14Tn = 85.65 Tn

DIMENSIONES ZAPATA

$$A1 = \frac{PS1 (1+0.06)}{1.33 \times q \text{ Adm}} = \frac{188.32 + 11.2992}{1.33 \times 3.5 \times 10} = 4.29 \text{ m}^2$$

$$A2 = \frac{PS2 (1+0.06)}{q \text{ Adm}} = \frac{85.65 + 5.139}{3.5 \times 10} = 2.59 \text{ m}^2$$

Tomamos el mayor:	
4.29 m ²	Lx= 2.10 m
	Ly= 2.10 m

DETERMINANDO LA CARGA PUNTUAL ULTIMA

$Pu = 1.4 \times Pm + 1.7 \times Pv = 1.4 \times 65.51 + 1.7 \times 20.14 = 125.952 \text{ Tn}$

Tomar el Mayor:

$Pu = 1.25 \times (Pm + Pv) + Ps = 1.25 \times (65.51 + 20.14) + 102.67 = 209.733 \text{ Tn}$ $Pu = 209.733 \text{ Tn}$

$Pu = 0.9 \times (Pm) + Ps = 0.9 \times (65.51) + 102.67 = 161.629 \text{ Tn}$

DETERMINANDO LA CARGA ULTIMA

$$Qu = \frac{Pu}{A} = \frac{209.73}{2.1 \times 2.1} = 47.559 \text{ Tn/m}^2$$

DISEÑO POR PUNZONAMIENTO:

$$Pu - Ac \times Qu = 0.85(1.06) \sqrt{f'c} \times (bo) \times d$$

$$209.733 - (d + 45) \times (d + 45) \times 47.559 = 0.85 \times 1.06 \sqrt{210} \times 10 \times (4d + 2 \times 45 + 2 \times 45) \times d$$

$$d = 0.40 \text{ m}$$

Aproximamos el peralte (h) igual a 0.5m entonces considerando el recubrimiento y el diametro del Acero; d sera igual a 0.41 m

VERIFICANDO POR CORTE:

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} \times B \times d = 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 0.41 \times 2.1 = 66.79 \text{ Tn}$$

$$Vu = \frac{Qu \times B \times (m - d)}{\phi} = \frac{47.559 \times 2.1 \times (0.83 - 0.41)}{0.85} = 48.277 \text{ Tn}$$

$Vc > Vu$ (Cumple)

MOMENTO ULTIMO:

$$Mu = \frac{Qu \times m^2 \times B}{2} = \frac{47.559 \times 0.825^2 \times 2.1}{2} = 33.988 \text{ Tn.m}$$

DETERMINANDO EL REFUERZO:

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{f_y As}{0.85 f'c b}$$

a (cm)	As (cm ²)
8.28	24.12
2.70	22.44
2.51	22.39
2.51	22.39
2.51	22.39

DETERMINANDO EL REFUERZO MINIMO:

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times 41.41 \times 210 = 15.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tomamos: } A_s = 22.39 \text{ cm}^2$$

$$S = 17 \text{ cm}$$

CALCULO DE REFUERZO EN OTRA DIRECCIÓN

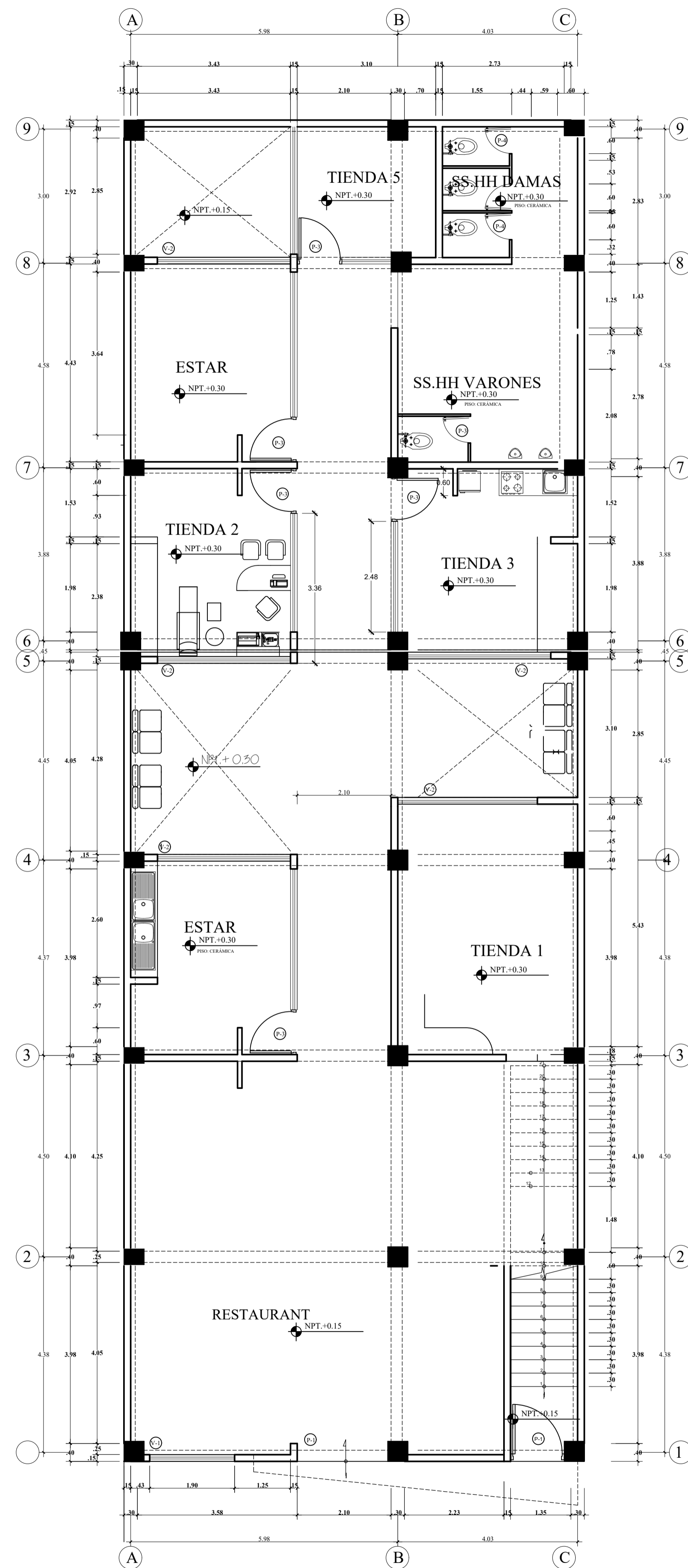
$$A's = \frac{A_s L_x}{L_y} = \frac{22.39 \times 2.1}{2.1} = 22.391 \text{ cm}^2$$

$$S = 17 \text{ cm}$$

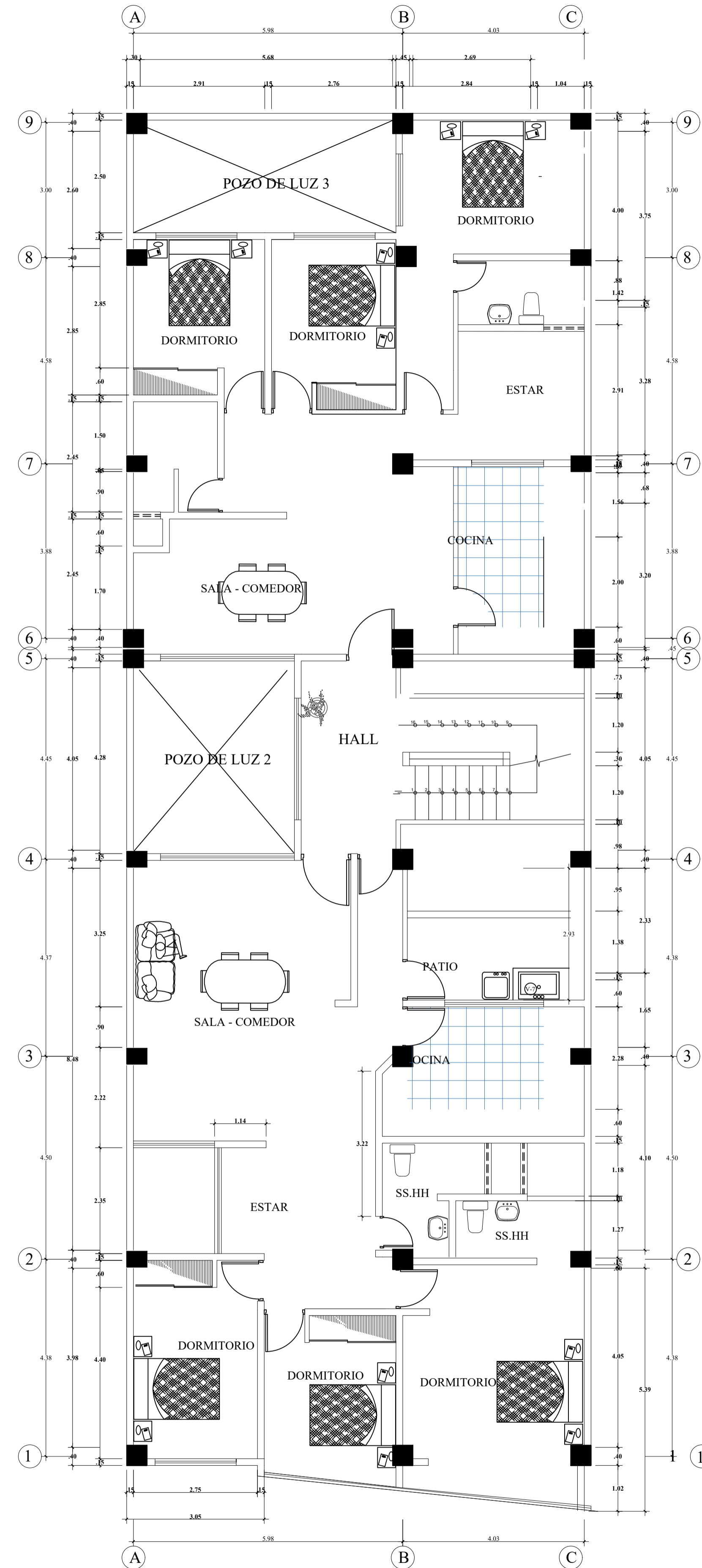
$$A's = 12 \text{ } \emptyset \text{ 5/8" @ 0.17}$$

Anexo 5. Plano arquitectura, planos estructuras del proyecto

- **Plano de arquitectura**
- **Plano de cimentaciones**
- **Plano de columnas**
- **Plano de vigas**
- **Plano de losa aligerado**



PRIMER NIVEL
ESC. 1/75



2DO, 3R, 4TO Y QUINTO NIVEL
ESC. 1/75

UNIVERSIDAD PRIVADA
DE TACNA
ESCUELA PROFESIONAL
DE INGENIERIA CIVIL



PROYECTO:
**APLICACIÓN DE
HERRAMIENTAS DE CÁLCULO
ESTRUCTURAL PARA EL
DISEÑO DETALLADO DE UNA
EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR
EN LA CIUDAD DE TACNA,
2022"**

PLANO:
ESTRUCTURAS

**PLANO DE
ARQUITECTURA**

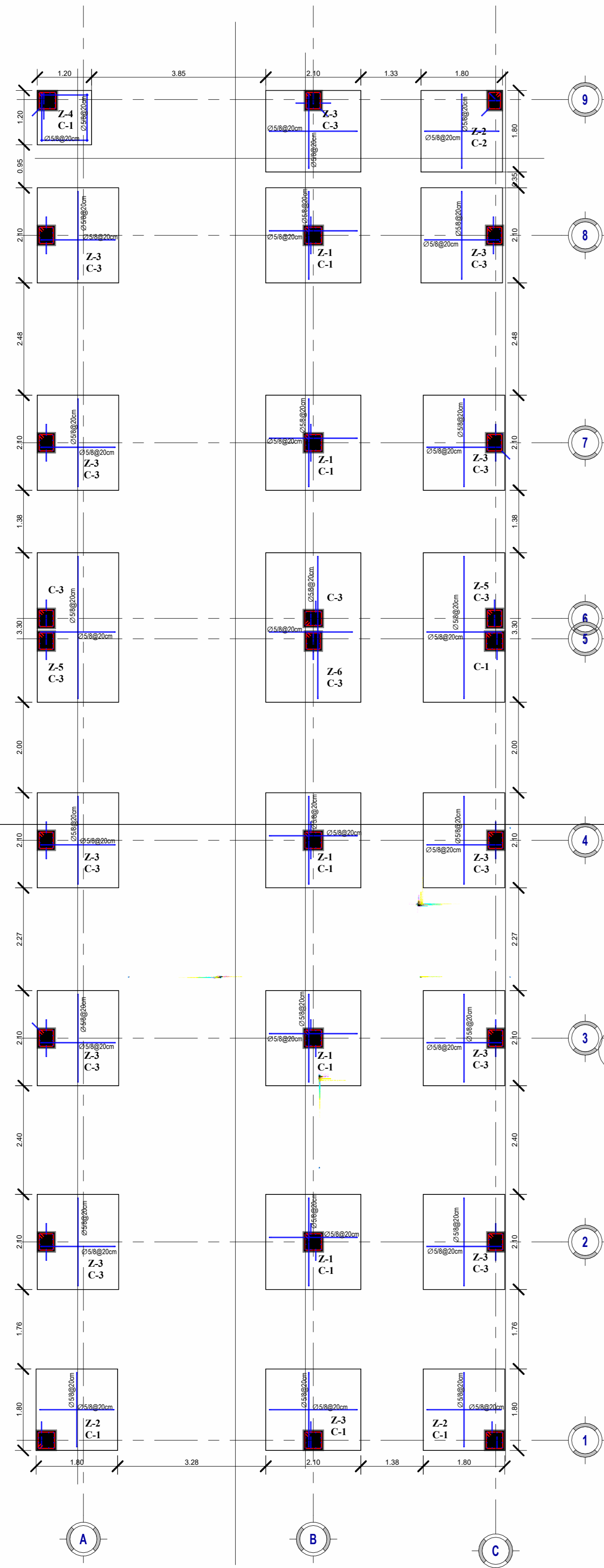
ELABORADO POR:
**BACH. RICHARD JAVIER
TORRES TITO**

ASESOR:
**Mtro. EDGAR HIPÓLITO
CHAPARRO QUISPE**

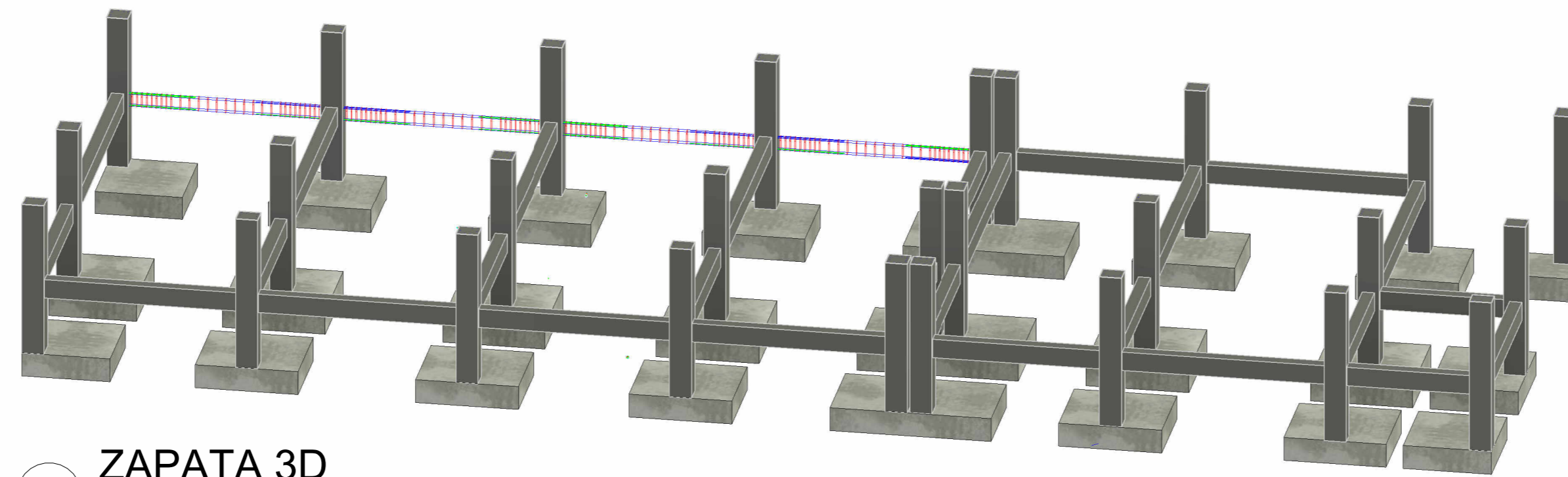
FECHA:
FEBRERO, 2023

SCALE:
INDICADA

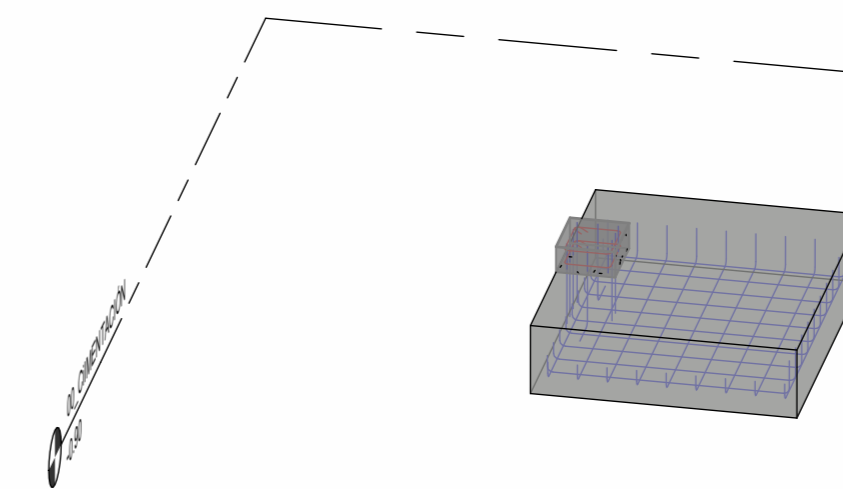
LAMINA:
A-001



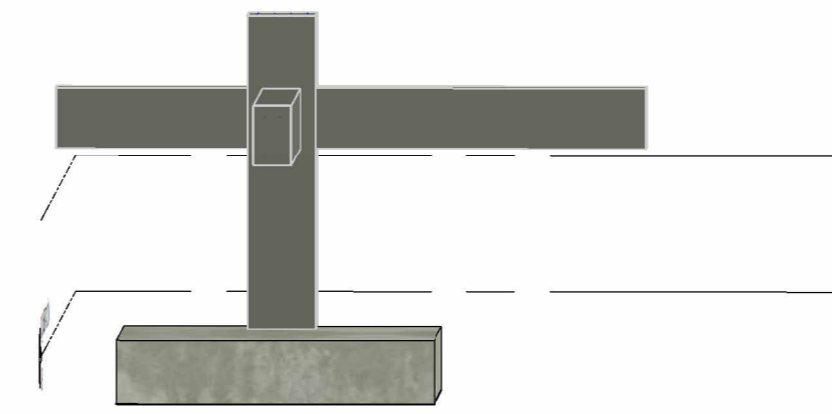
1 00_CiMENTACIÓN
1:75



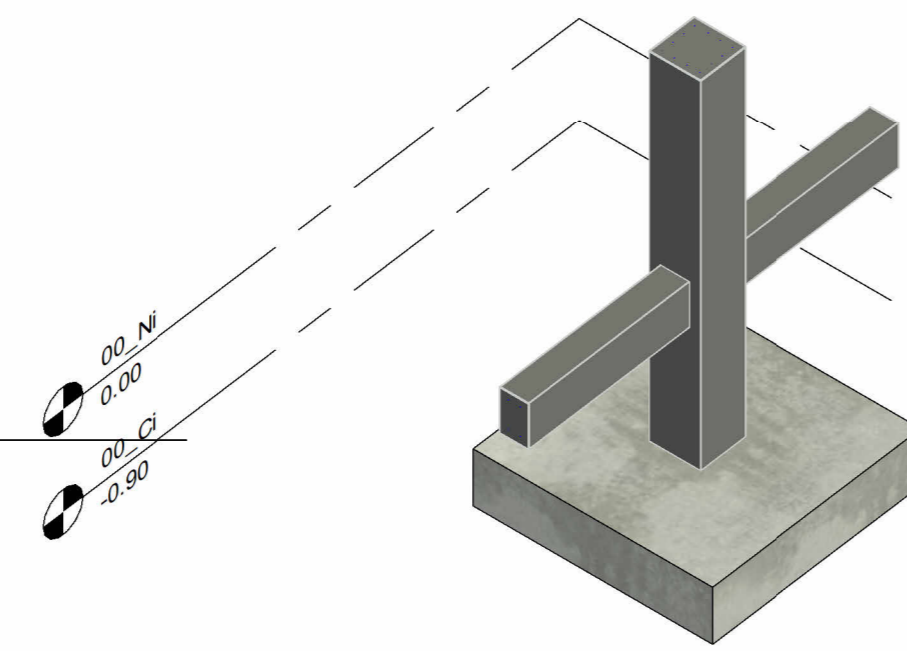
2 ZAPATA 3D



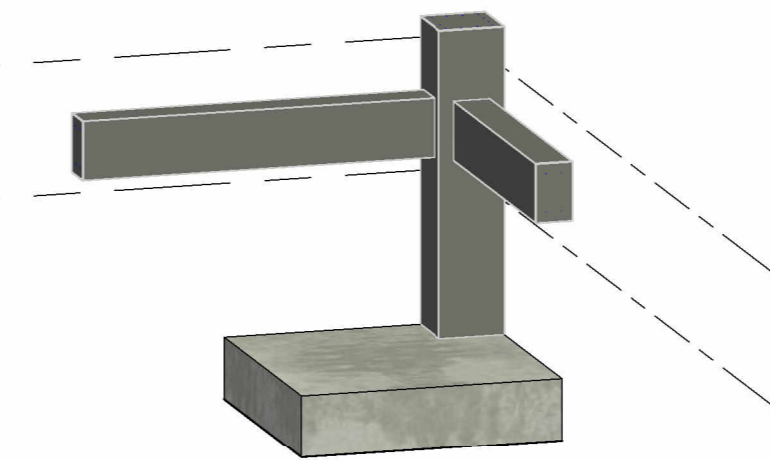
6 DETALLE ZAPATA (Z-3)



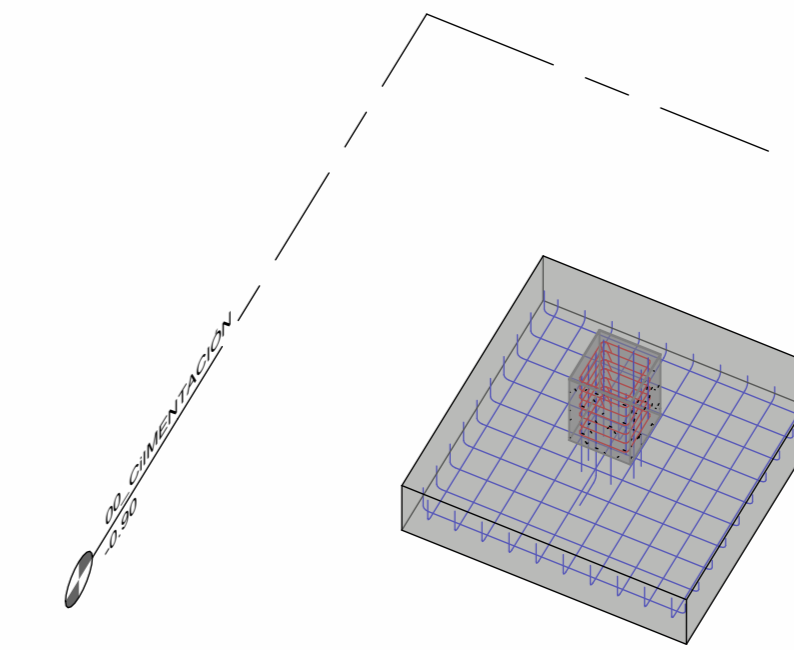
3 Zapata Excentrica



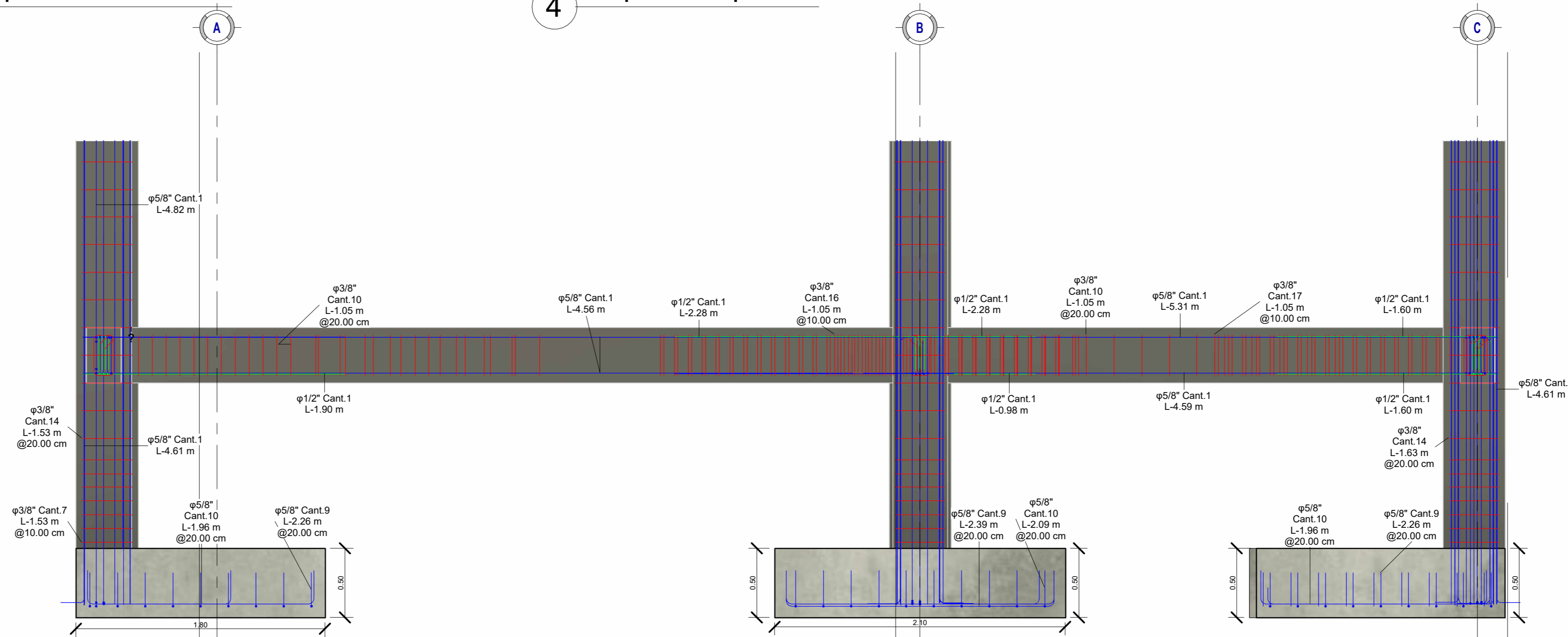
5 Zapata Central



4 Zapata Esquinera



7 DETALLE ZAPATA (Z-1)



8 DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN
1:25

UNIVERSIDAD
PRIVADA DE TACNA

ESCUELA
PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL



PROYECTO:

"APLICACIÓN DE
HERRAMIENTAS DE CÁLCULO
ESTRUCTURAL PARA EL DISEÑO
DETALLADO DE UNA
EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN
LA CIUDAD DE TACNA, 2022"

PLANO:

CIMENTACIONES

ELABORADO POR:

BACH. RICHARD JAVIER
TORRES TITO

ASESOR:

Mtro. EDGAR HIPÓLITO
CHAPARRO QUISPE

FECHA:

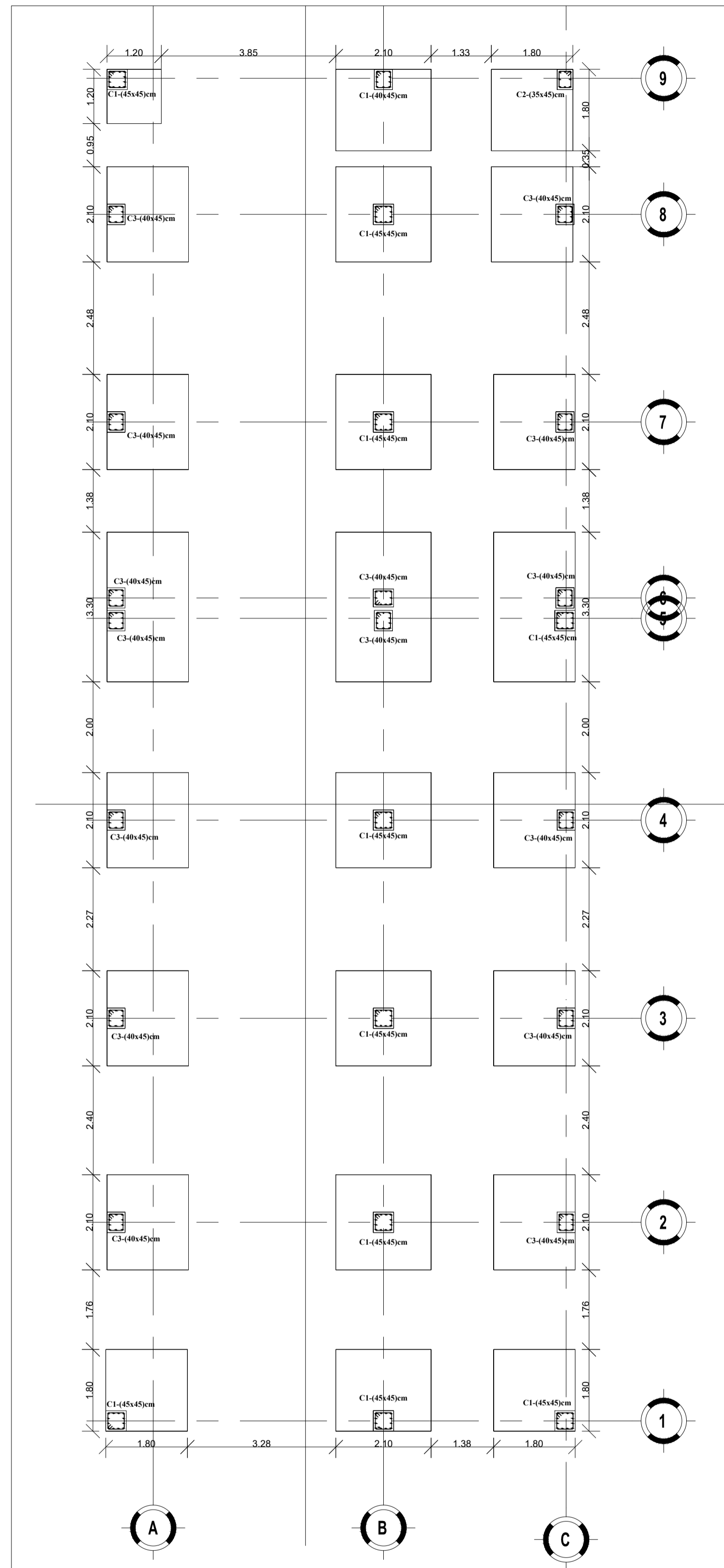
FEBRERO, 2023

SCALE:

INDICADA

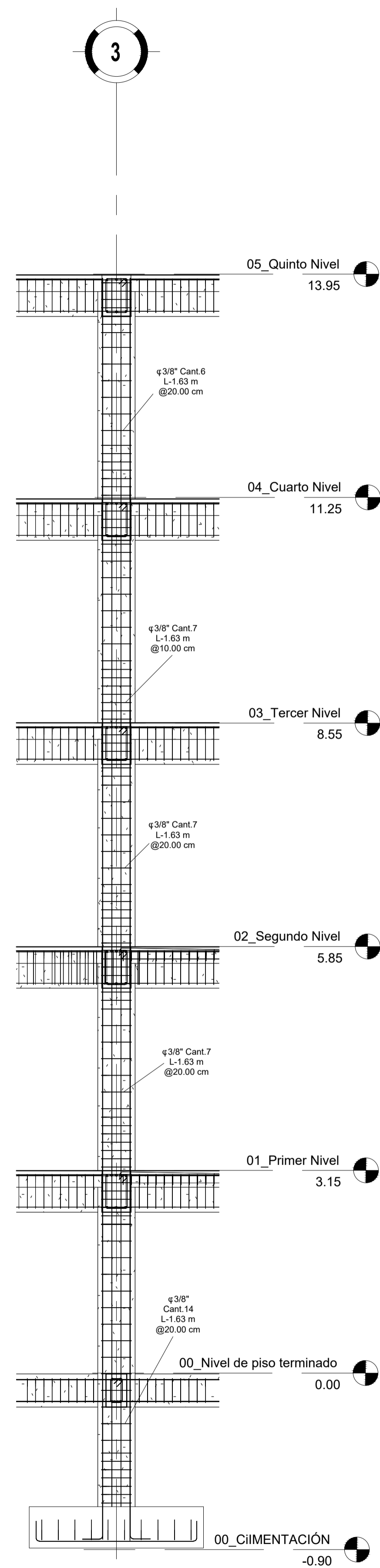
LAMINA:

E-001



CUADRO DE COLUMNAS

TIPO	1ra - 5ta planta d x B	ACERO	ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS	
C-1	12 x 5.8"	12 x 5.8"	EN LA PRIMERA PLANTA: 2 @ 0.05 4 @ 0.10 4 @ 0.15 Rto. @ 0.20 c/c	EN EL RESTO DE LAS PLANTAS: 1 @ 0.05 4 @ 0.10 2 @ 0.15 Rto. @ 0.20 c/c
C-2	8 x 5.8"	8 x 5.8"	EN LA PRIMERA PLANTA: 2 @ 0.05 4 @ 0.10 4 @ 0.15 Rto. @ 0.20 c/c	EN EL RESTO DE LAS PLANTAS: 1 @ 0.05 4 @ 0.10 2 @ 0.15 Rto. @ 0.20 c/c
C-3	10 x 5.8"	10 x 5.8"	EN LA PRIMERA PLANTA: 2 @ 0.05 4 @ 0.10 4 @ 0.15 Rto. @ 0.20 c/c	EN EL RESTO DE LAS PLANTAS: 1 @ 0.05 4 @ 0.10 2 @ 0.15 Rto. @ 0.20 c/c



3 Columna-
1 : 75

ESPECIFICACIONES TECNICAS

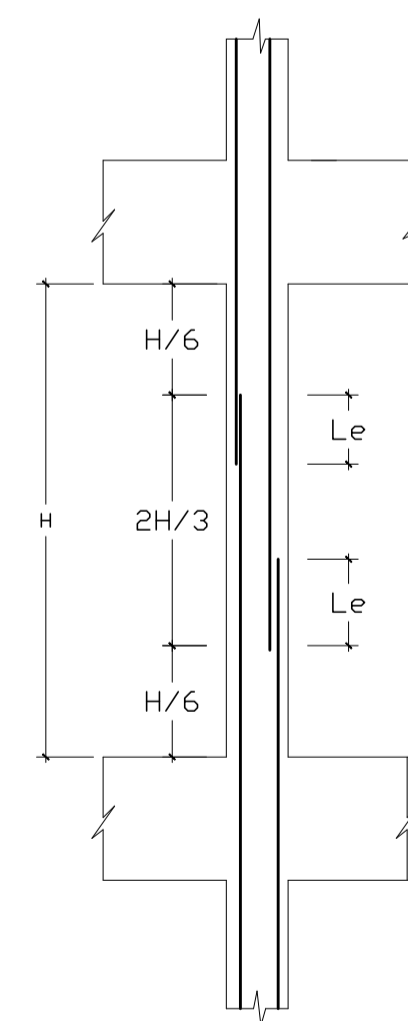
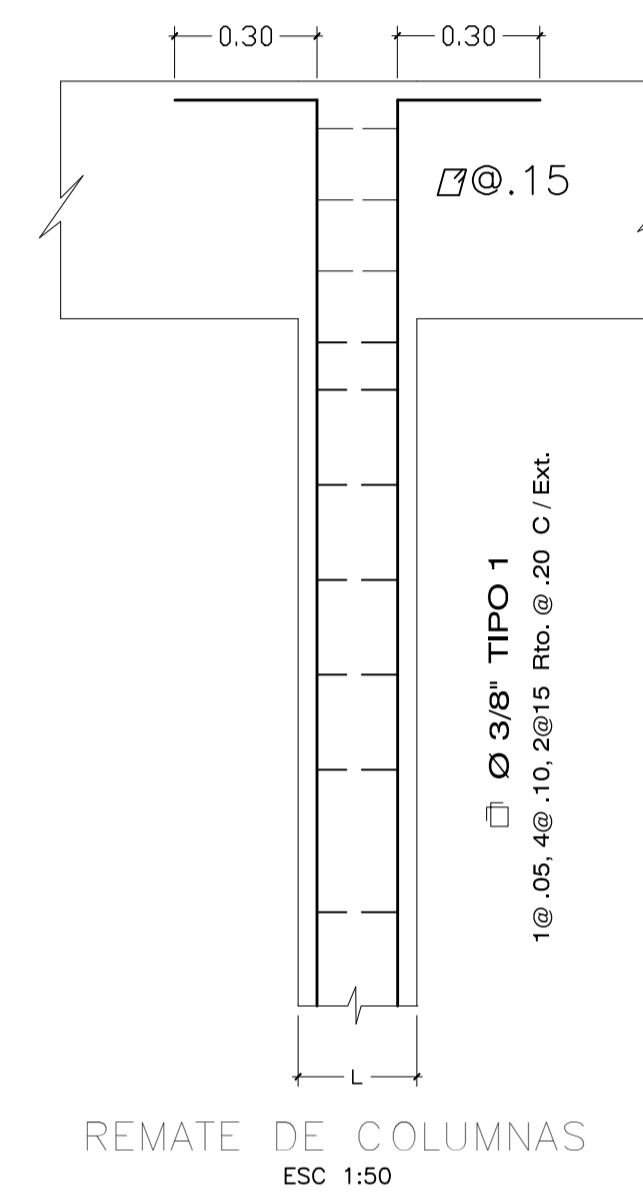
CONCRETO:
 ZAPATAS : $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$
 VIGAS, LOSAS Y COLUMNAS: $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$
 CIMENTOS CORRIDOS : $f_c=140 \text{ Kg/cm}^2 + 90\% \text{ P.G.}$
 SOBRECIMIENTO : $f_c=140 \text{ Kg/cm}^2 + 25\% \text{ P.M.}$

ACERO:
 ESFUERZO DE FLUENCIA : $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$
 RESISTENCIA DEL TERRENO: $st=3.5 \text{ Kg/cm}^2$

RECURSOS LIBRES:
 ZAPATAS : $r=7.5 \text{ cm}$
 VIGAS Y COLUMNAS : $r=3.0 \text{ cm}$
 LOSAS : $r=2.5 \text{ cm}$

ZONAS DE EMPALMES:
 - COLUMNAS : (h/3 central) ó barra con empalmes alterados
 - LOSAS Y VIGAS : armadura superior en el tercio central (no en apoyos ni voladizos)
 : armadura interior fuera del tercio central

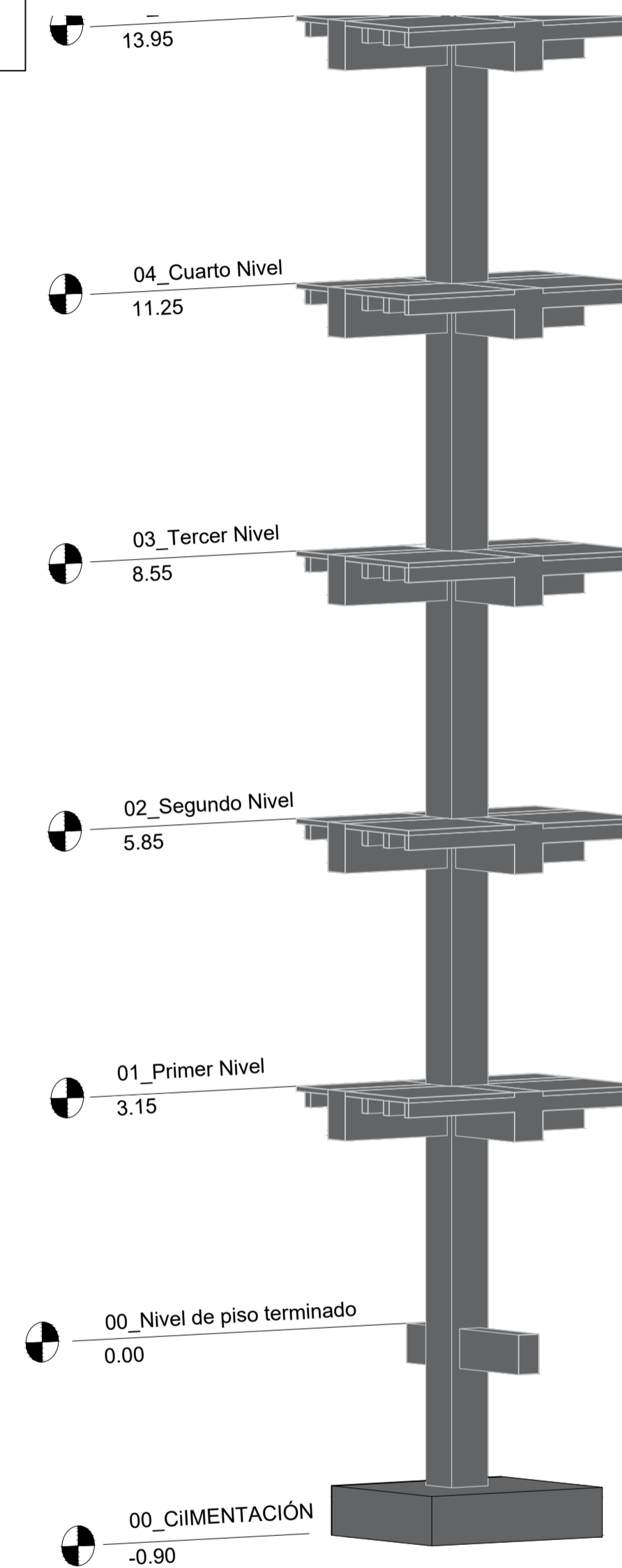
REGLAMENTO Y NORMAS DE DISEÑO:



CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS

Ø	G(cm)
1/4"	15
3/8"	20
1/2"	25
5/8"	35
3/4"	45

NOTA:
 EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL, EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION, COLUMNA Y VIGAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALOJARAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.



2 Modelo 3D
1 : 50

UNIVERSIDAD PRIVADA
DE TACNA
ESCUELA PROFESIONAL
DE INGENIERIA CIVIL



PROYECTO:
 “ APLICACIÓN DE
 HERRAMIENTAS DE CÁLCULO
 ESTRUCTURAL PARA EL
 DISEÑO DETALLADO DE UNA
 EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR
 EN LA CIUDAD DE TACNA,
 2022”

PLANO:
 ESTRUCTURAS

PLANO DE
 COLUMNAS

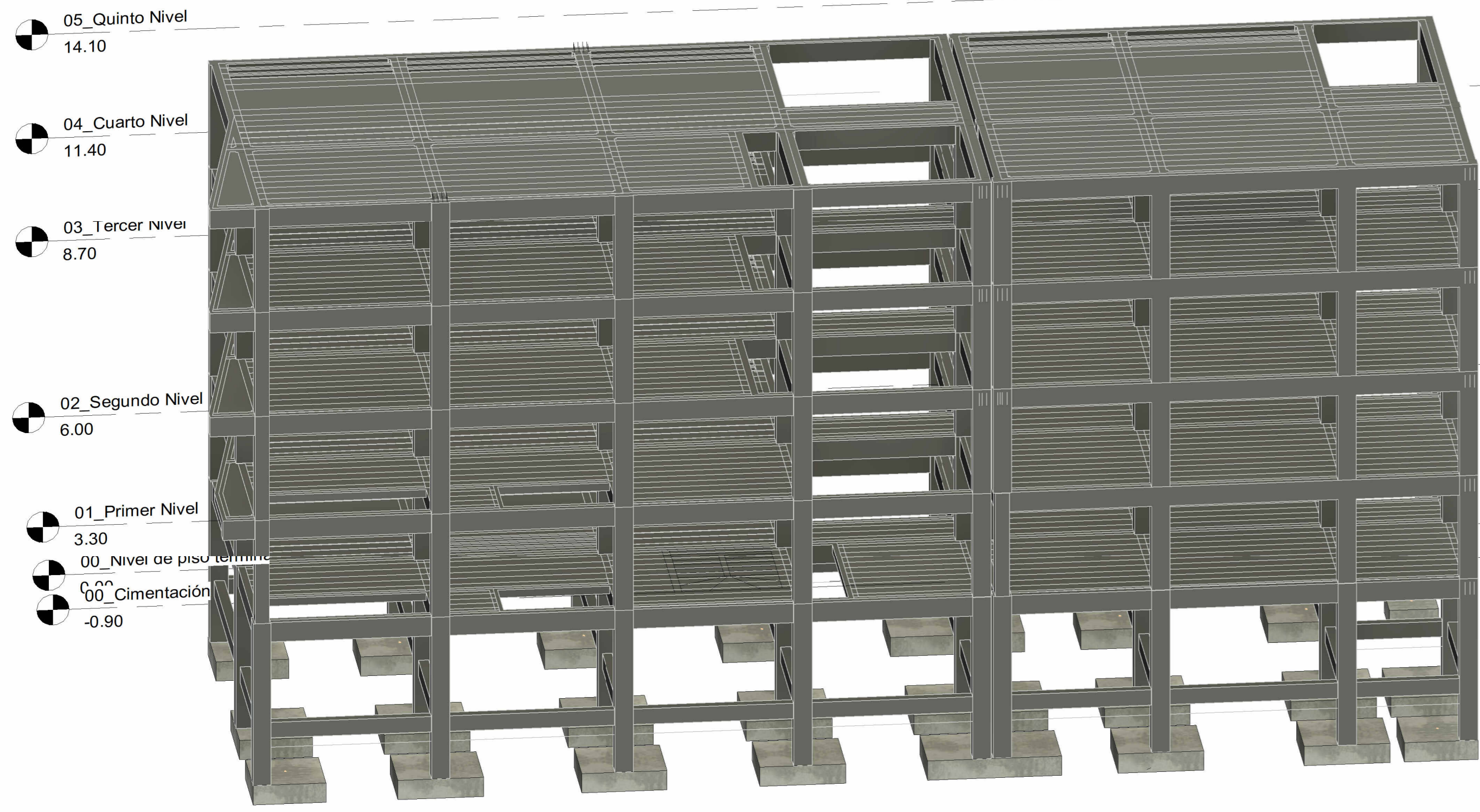
ELABORADO POR:
 BACH. RICHARD JAVIER
 TORRES TITO

ASESOR:
 Mtro. EDGAR HIPÓLITO
 CHAPARRO QUISPE

FECHA:
 FEBRERO, 2023

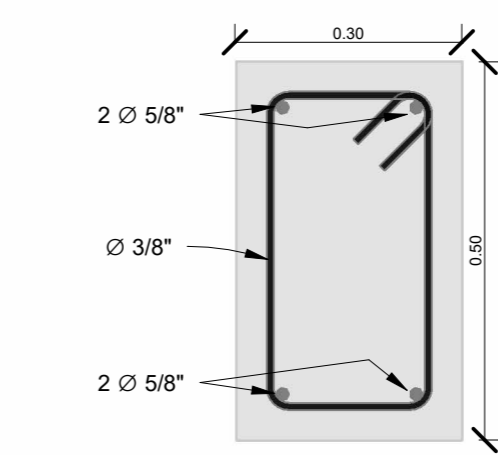
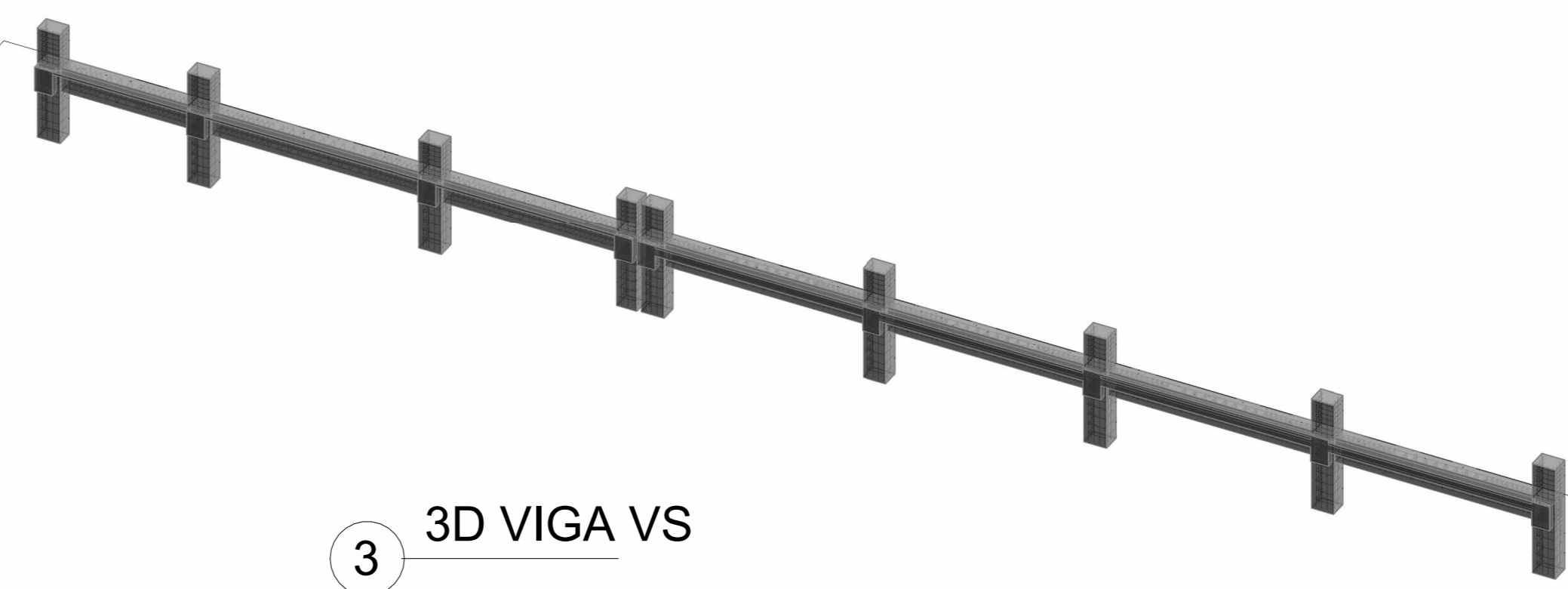
SCALE:
 INDICADA

LAMINA:
 E-002

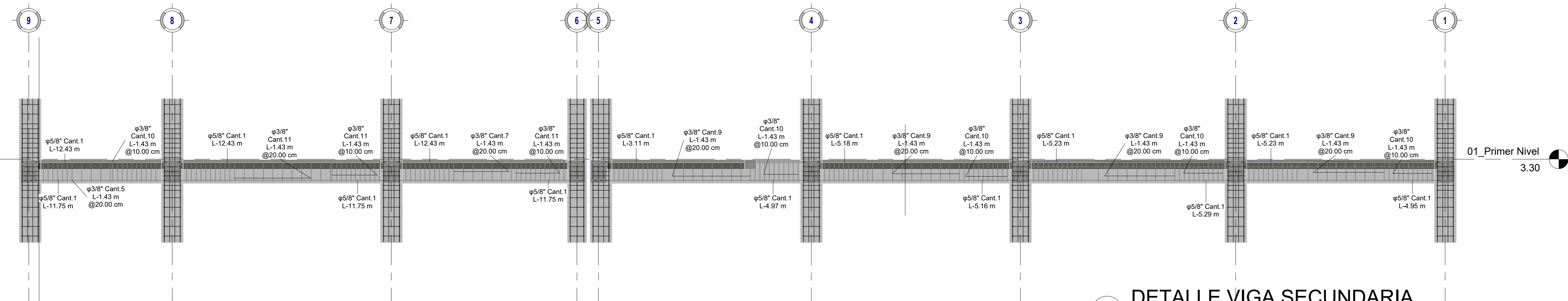


2 MODELO 3D

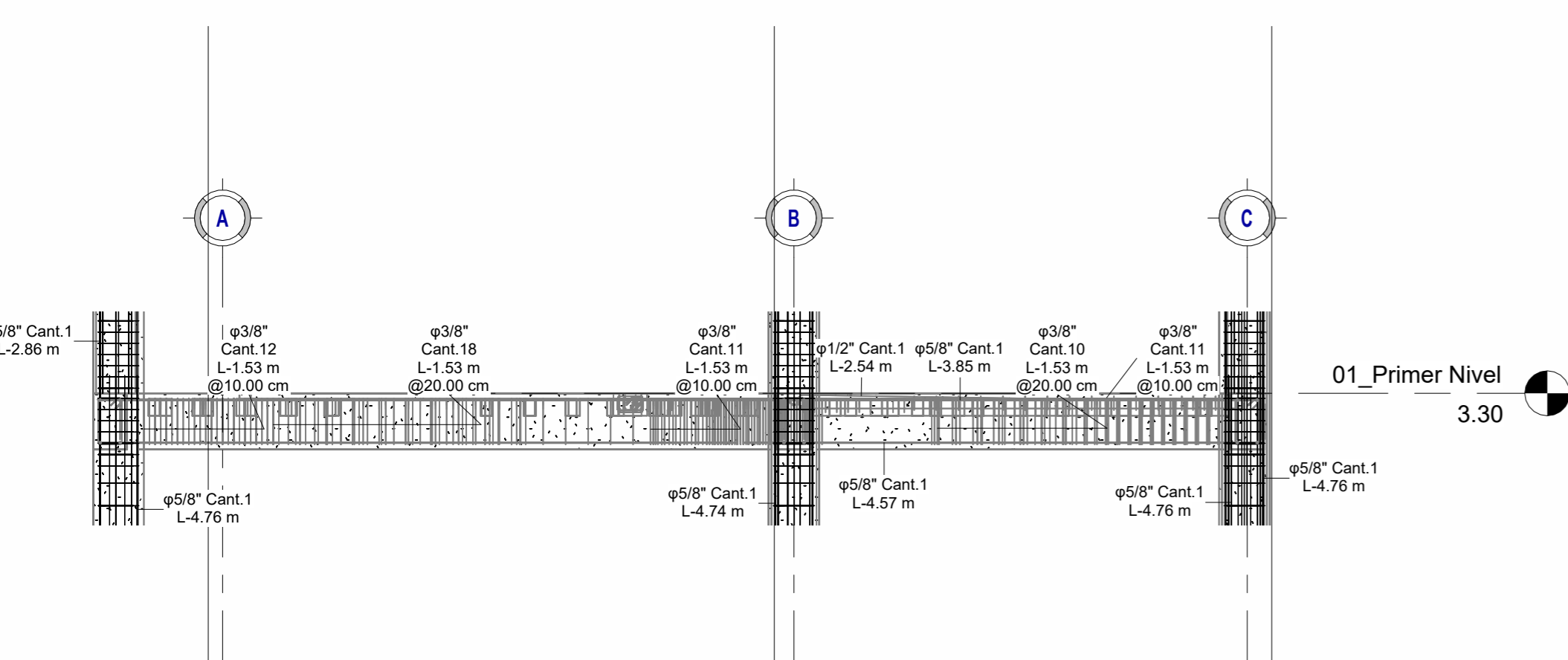
3 3D VIGA VS



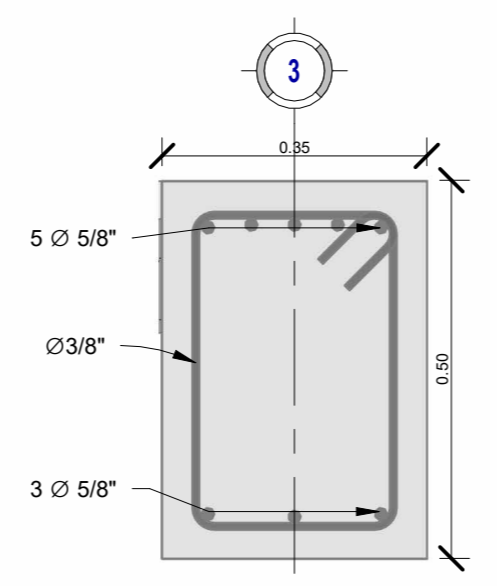
7 VS (30 x 50) cm
1 : 10



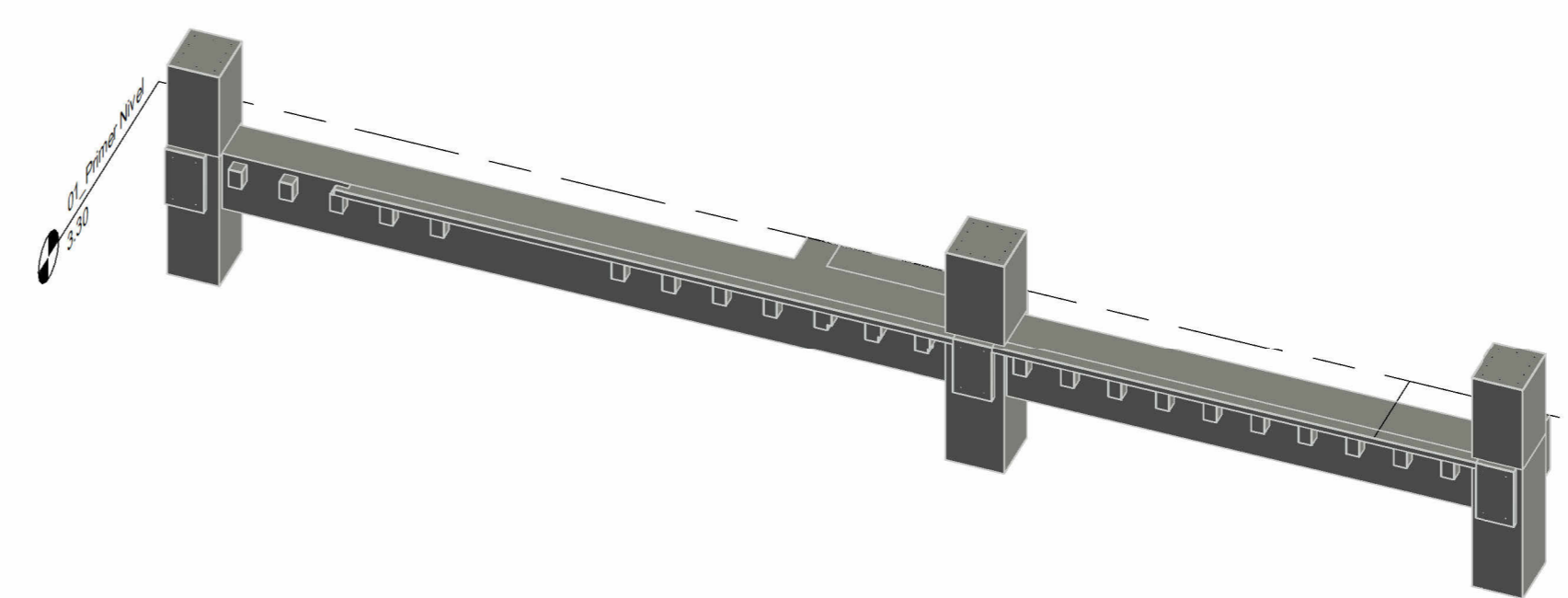
1 DETALLE VIGA SECUNDARIA
1 : 50



4 DETALLE VIGA PRINCIPAL
1 : 50



6 VP (35 x 50) cm
1 : 10



5 3D VIGA-VP

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



PROYECTO:

“APLICACIÓN DE HERRAMIENTAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EL DISEÑO DETALLADO DE UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EN LA CIUDAD DE TACNA, 2022”

PLANO:

ESTRUCTURAS

PLANO DE VIGAS

ELABORADO POR:

BACH. RICHARD JAVIER TORRES TITO

ASESOR:

Mtro. EDGAR HIPÓLITO CHAPARRO QUISPE

FECHA:

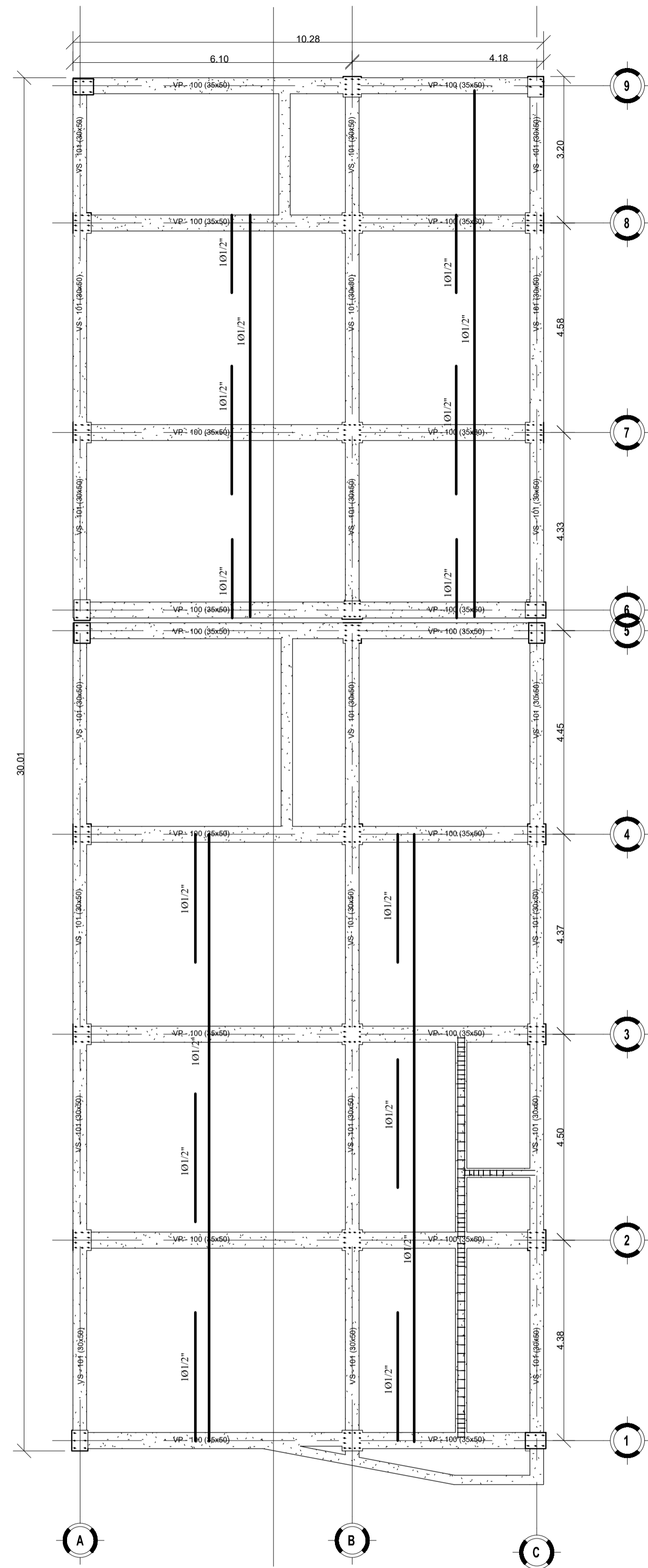
FEBRERO, 2023

SCALE:

INDICADA

LAMINA:

E-003

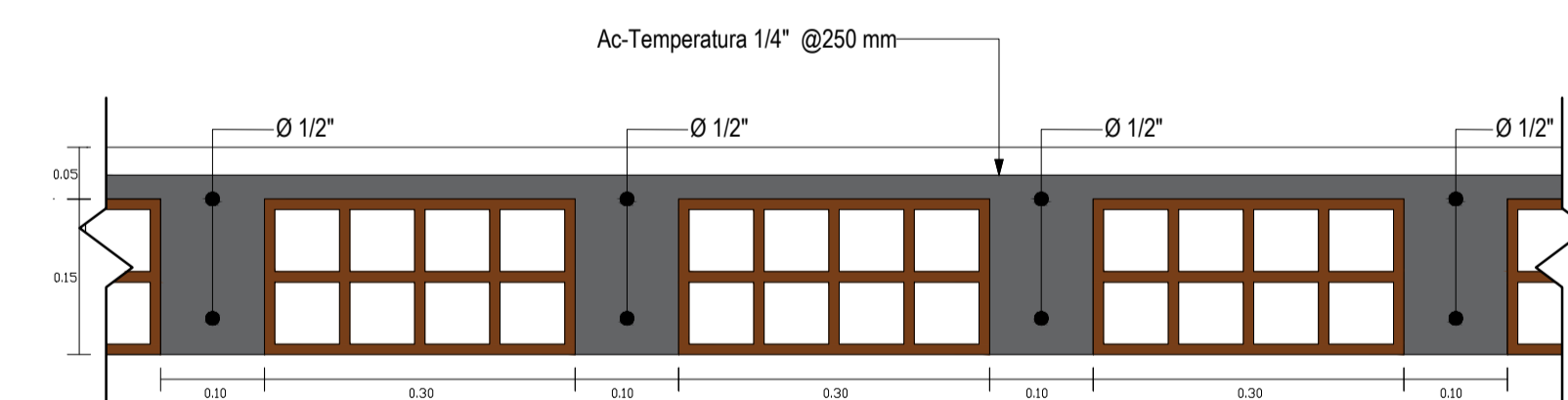


1 Losa Aligerada
1 : 75

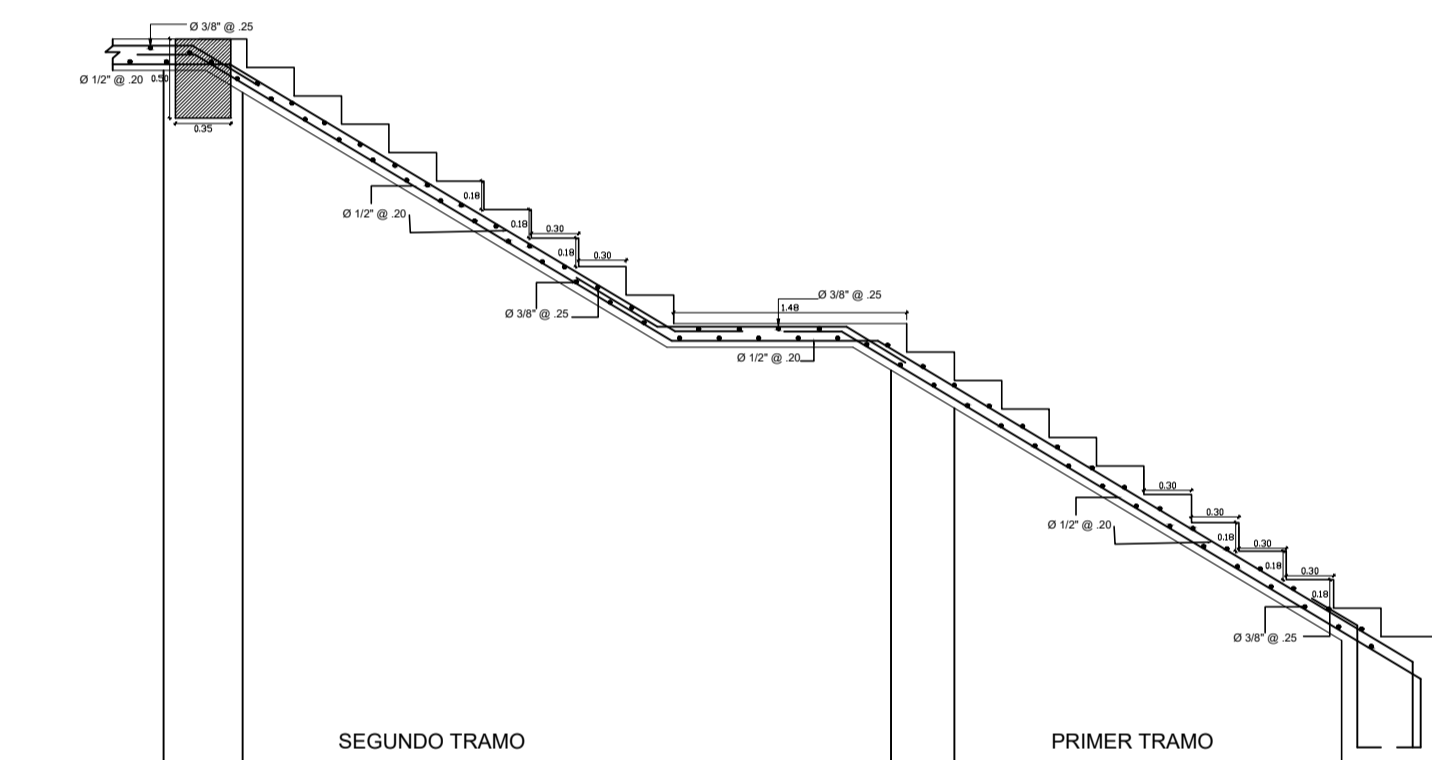


2 Modelo 3D

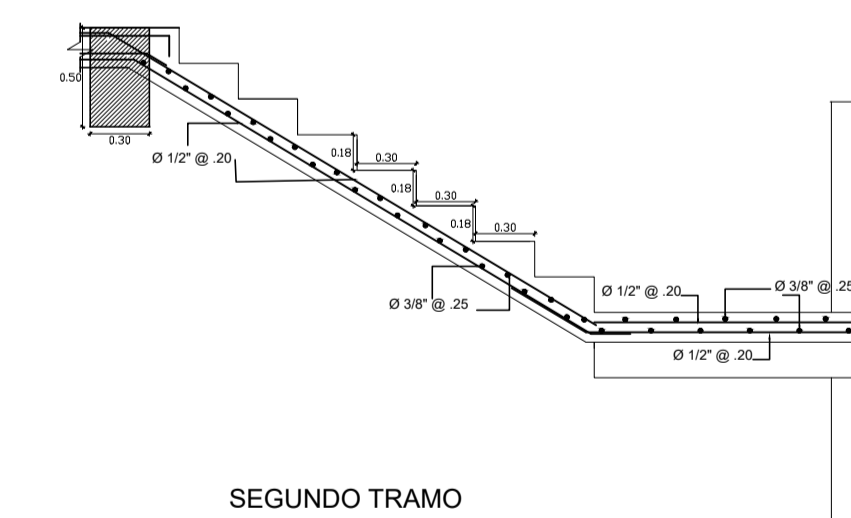
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO:	
ZAPATAS:	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
VIGAS, LOSAS Y COLUMNAS:	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
CIMENTOS CORRIDOS:	$f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2 + 30\% \text{ P.G.}$
SOBRECIMIENTO:	$f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2 + 25\% \text{ P.M.}$
ACERO:	
ESFUERZO DE FLUENCIA:	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
RESISTENCIA DEL TERRENO:	$st = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTOS LIBRES:	
ZAPATAS:	$r = 7.5 \text{ cm}$
VIGAS Y COLUMNAS:	$r = 3.0 \text{ cm}$
LOSAS:	$r = 2.5 \text{ cm}$
ZONAS DE EMPALMES:	
- COLUMNAS:	$(h/3 \text{ central})$ ó barra con empalmes alterados
- LOSAS Y VIGAS:	armadura superior en el tercio central (no en apoyos ni voladizos)
	armadura interior fuera del tercio central
REGLAMENTO Y NORMAS DE DISEÑO:	



3 Corte de losa aligerada E=0.20m
1 : 10



4 Detalle de escalera
1 : 25



5 Detalle de escalera
1 : 25

UNIVERSIDAD PRIVADA
DE TACNA
ESCUELA PROFESIONAL
DE INGENIERIA CIVIL



PROYECTO:
**APLICACIÓN DE
HERRAMIENTAS DE CÁLCULO
ESTRUCTURAL PARA EL
DISEÑO DETALLADO DE UNA
EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR
EN LA CIUDAD DE TACNA,
2022"**

PLANO:
ESTRUCTURAS

**PLANO DE
LOSA ALIGERADA**

ELABORADO POR:
BACH. RICHARD JAVIER
TORRES TITO

ASESOR:
Mtro. EDGAR HIPÓLITO
CHAPARRO QUISPE

FECHA:
FEBRERO, 2023

SCALE:
INDICADA

LAMINA:
E-004