

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



TESIS

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN
DE CONCRETO ARMADO DE CUATRO PISOS UTILIZANDO LOSAS BUBBLE
DECK Y LOSA ALIGERADA EN LA CIUDAD DE TACNA 2021”**

PARA OPTAR:

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. YENDER SAMIR RUEDA RUFFRÁN
Bach. JOSÉ MANUEL JIMENEZ CHOQUECOTA

TACNA – PERÚ

2021

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

TESIS

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN
DE CONCRETO ARMADO DE CUATRO PISOS UTILIZANDO LOSAS BUBBLE
DECK Y LOSA ALIGERADA EN LA CIUDAD DE TACNA 2021”**

Tesis sustentada y aprobada el 14 de Noviembre del 2021, estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE: Mtra. DINA MARLENE COTRADO FLORES

SECRETARIO: Mtro. WILBER PERCY MENDOZA RAMIREZ

VOCAL: Mtro. EDGAR HIPÓLITO CHAPARRO QUISPE

ASESOR: Mtro. GIANCARLOS JAVIER MACHACA FRIAS

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo Yender Samir Rueda Ruffrán, en calidad de Bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI 73489573.

Yo José Manuel Jimenez Choquecota, en calidad de Bachiller de la Escuela profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI 77132123.

Declaramos bajo juramento que:

1. Somos autores de la tesis titulada:
“Análisis y diseño estructural comparativo de una edificación de concreto armado de cuatro pisos utilizando losas bubble deck y losa aligerada en la ciudad de Tacna 2021”
2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para lo 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 asumimos 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 presentada. En consecuencia, nos hacemos responsables 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; asumimos las consecuencias y sanciones que de

nuestras acciones se deriven, sometiéndonos a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, 14 de Noviembre del 2021



Bach. Yender Samir Rueda Ruffrán

DNI: 73489573



Bach. José Manuel Jimenez Choquecota

DNI: 77132123

DEDICATORIA

Dedico esta investigación a mis familiares que siempre me brindaron su apoyo y estuvieron apoyándome emocionalmente motivándome a ser cada día mejor que me ayudo para concluir con esta etapa de mi vida.

A mis amigos, que estuvieron presentes siempre en tiempos difíciles que me alentaron a poder seguir con este trabajo final, a las personas que me dieron sus consejos y creyeron durante todo este tiempo depositando su fe en mi muchas gracias.!

Yender Samir Rueda Ruffrán.

Dedico esta investigación a mis padres, que siempre me apoyaron y me dieron sus consejos para concluir con esta parte de mis metas y sea realizada.

A mis hermanos a quien le debo mucho, son de las personas que siempre estuvieron en esos momentos difíciles alentándome a seguir y culminar esta etapa de mi vida. Sin ellos este trabajo final no se hubiera sido posible, ¡muchas gracias!

José Manuel Jimenez Choquecota

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios por iluminarnos en un camino tan maravilloso, gracias a nuestra familia por darnos su apoyo para poder concluir esta etapa de la vida, agradecer a la vida que están hermosa que nos permite aprender cada día y nos permite conocer a nuevas personas que llegan a ser importantes en tu vida dándote felicidad y depositando su confianza.

De igual manera nuestro agradecimiento a la Universidad Privada de Tacna, asimismo a las autoridades y personal que forman parte de éste.

Por último, queremos agradecer a nuestro asesor el Mtro. Ing. Giancarlos Javier Machaca Frías, principal colaborador durante el proceso de realización del trabajo de investigación, quien, con su conocimiento, enseñanza y siempre predisposición permitió el desarrollo de este trabajo.

ÍNDICE GENERAL

PAGINA DEL JURADO.....	ii
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD	iii
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE GENERAL	vii
ÍNDICE DE TABLAS.....	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
RESUMEN.....	xv
ABSTRACT	xvi
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1 Descripción de 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 específicas.	4
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1 Antecedentes del estudio	5
2.1.1 A nivel internacional.....	5
2.1.2 A nivel nacional.....	5

2.2	Bases teóricas	6
2.2.1	Sistemas Estructural	6
2.2.3.	Diseño Estructural.....	9
2.2.4.	Análisis Sísmico de una estructura	24
2.3.	Definición de términos	27
CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO		29
3.1	Tipo y nivel de la investigación	29
3.2	Población y/o muestra de estudio	29
3.3	Operacionalización de variables	29
3.4	Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.....	30
3.5	Procesamiento y análisis de datos.....	30
CAPITULO IV: RESULTADOS		31
4.1	Descripción del proyecto	31
4.1.1	Normas empleadas	32
4.1.2	Materiales	32
4.1.3	Cargas a utilizar	33
4.2	Estructuración	33
4.3	Predimensionamiento de elementos estructurales	34
4.4	Análisis Sísmico.....	37
4.4.1.	Análisis Sísmico Estático	39
4.4.2.	Análisis Sísmico Dinámico	41
4.5.	Diseño en concreto armado Sistema Dual.....	44
4.5.1.	Diseño de losa aligerada en dos direcciones	45
4.5.2.	Diseño de Vigas.....	53
4.5.3.	Diseño de Columna.....	58
4.5.4.	Diseño de placas	67
4.5.5.	Diseño de Zapata.....	74
4.6.	Análisis Estructural usando losa bubble deck	78
4.6.1.	Análisis Sísmico.....	78

4.6.1.1. Análisis sísmico estático	80
4.6.1.2. Análisis sísmico dinámico	82
4.7. Diseño en concreto armado	85
4.7.1. Diseño de losas	86
4.7.2. Diseño de vigas	93
4.7.3. Diseño de Columna.....	97
4.7.4. Diseño de placas	106
4.7.5. Diseño de zapata	113
4.8. Comparativa económica	117
4.8.1. Presupuesto estructural con losa aligerada.....	117
4.8.2. Presupuesto estructural con losa bubbledeck	118
CAPITULO V: DISCUSIÓN.....	120
CONCLUSIONES.....	123
RECOMENDACIONES.....	124
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125
ANEXOS	127

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Espesor mínimo de losas sin vigas interiores.....	12
Tabla 2. Solicitaciones del momento estático amplificado total M_o	17
Tabla 3. Características de los diferentes tipos de losas bubble deck.....	22
Tabla 4. Distorsión de entrepiso	27
Tabla 5. Operación de variables	29
Tabla 6. Periodos de vibración y relación de masa	40
Tabla 7. Modos de vibración predominantes en el sentido X-X.....	41
Tabla 8. Modos de vibración predominantes en el sentido Y-Y.....	41
Tabla 9. Valores de S_a para valores desde 0	42
Tabla 10. Distorsiones máximas de entrepiso.....	43
Tabla 11. Derivas de entrepiso en la dirección X	43
Tabla 12. Derivas de entrepiso en la dirección Y	44
Tabla 13. Fuerza cortante estática, dinámica y factor de escala	44
Tabla 14. Cuantía vs K_u para el valor de $K_u=16,92$	56
Tabla 15 . Cuantía vs K_u para un valor de $K_u=22,93$	57
Tabla 16. Cargas en la C-1 ubicados entre los ejes 2-2 y eje c-c.....	60
Tabla 17. Momento último en eje X.....	61
Tabla 18. Momento último en eje Y.....	61
Tabla 19. Cargas en la C-2 ubicados entre los ejes 1-1 y eje C-C	65
Tabla 20. Momento último en eje X.....	65
Tabla 21. Momento último en eje Y.....	66
Tabla 22. Fuerzas cortantes en la base de la placa PL-1.....	68
Tabla 23. Combinación de carga en la base de la placa PL-1	69
Tabla 24. Cargas en el primer piso del muro PL-1	71
Tabla 25. Fuerzas y momentos últimos en el muro PL-1	72
Tabla 26. Cargas de servicio de la columna C-1.....	74
Tabla 27. K_u vs Cuantía para un valor de $K_u=4,68$	77
Tabla 28. Periodos de vibración y relación de masa	81

Tabla 29. Modos de vibración predominantes en el sentido X-X.....	82
Tabla 30. Modos de vibración predominantes en el sentido Y-Y.....	82
Tabla 31. Valores de Sa para valores desde 0 s hasta 10 s	83
Tabla 32. Límites de distorsiones máximas de entrepiso	84
Tabla 33. Derivas en el sentido x-x.....	84
Tabla 34. Derivas en el sentido y-y.....	85
Tabla 35. Fuerza cortante estática, dinámica y factor de escala	85
Tabla 36. Distribución de momento total.....	88
Tabla 37. Fracción del momento positivo en una franja de columna	89
Tabla 38. Fracción del momento negativo interior en la franja columna.....	89
Tabla 39. Fracción del momento negativo exterior en la franja columna.....	89
Tabla 40. Momentos mayorados en la franja.	91
Tabla 41. Diseño de acero en la dirección en la franja X-X y Y-Y.	92
Tabla 42. Cuantía vs Ku para el valor de Ku=13.60	95
Tabla 43. Cuantía vs Ku para un valor de Ku=16,90.....	96
Tabla 44. Cargas en la C-1 ubicados entre los ejes 2-2 y eje c-c.....	99
Tabla 45. Momento último en eje X.....	99
Tabla 46. Momento último en eje Y.....	100
Tabla 47. Cargas en la C-2 ubicados entre los ejes 1-1 y eje C-C	103
Tabla 48. Momento último en eje X.....	104
Tabla 49. Momento último en eje Y.....	104
Tabla 50. Fuerzas cortantes en la base de la placa PL-1.....	107
Tabla 51. Combinación de carga en la base de la placa PL-1	108
Tabla 52. Cargas en el primer piso del muro PL-1	110
Tabla 53. Fuerzas y momentos últimos en el muro PL-1	111
Tabla 54. Cargas Obtenidas del programa Etabs	113
Tabla 55. Ku vs Cuantía para un valor de Ku=1,275.....	116
Tabla 56. Peso de la edificación por cada nivel según el tipo losa.....	120
Tabla 57. Derivas de entrepiso X-X por tipo de losa	121

Tabla 58. Derivas de entrepiso Y-Y por tipo de losa	121
Tabla 59. Concreto y acero en los elementos estructurales de losa aligerada.	122
Tabla 60. Concreto y acero en los elementos estructurales de losa bubble deck.	122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Edificación con un sistema porticado	7
Figura 2. Edificaciones con muros de ductilidad limitada	8
Figura 3. Edificaciones con muros de estructurales	8
Figura 4. Edificación con Sistema Dual.....	9
Figura 5. Geometría de una losa aligerada	10
Figura 6. Esquema de losas que trabajan en una dirección.....	11
Figura 7. Losa unidireccional $L/S > 2$, Y losa bidireccional (b) $L/S < 2$	12
Figura 8. Refuerzo especial en las esquinas exteriores	14
Figura 9. Es la suma absoluta de momentos positivo y negativos.	16
Figura 10. Diagrama de momentos de la losa.....	17
Figura 11. Esquema de losa plana.....	19
Figura 12. Esquema losas Bubble deck.....	20
Figura 13. Tipo Losas terminadas.....	21
Figura 14. Tipo de vigas	23
Figura 15. Vista en planta del primer piso – arquitectura	31
Figura 16. Vista en planta del 2,3 y 4 piso – arquitectura.....	32
Figura 17. Vista tridimensional del sistema dual.	38
Figura 18. Espectro de sismo usando la norma E.030-2018 sistema dual	42
Figura 19. Paño N°1 (Caso 4).....	46
Figura 20. Paño N° 2 (caso 9).....	48
Figura 21. Paño N° 7 (caso 2).....	49
Figura 22. Vista en planta del diagrama de momentos	54
Figura 23. Diagrama de momentos, vista de elevación.....	59
Figura 24. Distribución del acero columna C-1.	60
Figura 25. Diagrama de interacción en la dirección X	61
Figura 26. Diagrama de interacción en la dirección Y	62
Figura 27. Diagrama de momentos, vista de elevación.....	63

Figura 28. Distribución del acero en la columna C-2.....	64
Figura 29. Diagrama de interacción en la dirección X	65
Figura 30. Diagrama de interacción en la dirección Y	66
Figura 31. Vista en planta del muro PL-1	68
Figura 32. Acero en el muro PL-1	71
Figura 33. Diagrama de interacción en la dirección Y, PL-1.....	72
Figura 34. Diagrama de interacción en la dirección X, PL-1.....	72
Figura 35. Vista en Planta y tridimensional de la estructura.....	79
Figura 36. Espectro de sismo usando la norma E.030-2018 sistema dual	83
Figura 37. Viga que está en el borde la losa.....	90
Figura 38. Sección de la franja de diseño	91
Figura 39. Vista en planta del diagrama de momentos	93
Figura 40. Diagrama de momentos, vista de elevación.....	97
Figura 41. Distribución del acero columna C-1.	99
Figura 42. Diagrama de interacción en la dirección X	100
Figura 43. Diagrama de interacción en la dirección Y	100
Figura 44. Diagrama de momentos, vista de elevación.....	102
Figura 45. Distribución del acero en la columna C-2.....	103
Figura 46. Diagrama de interacción en la dirección X	104
Figura 47. Diagrama de interacción en la dirección Y	105
Figura 48. Vista en planta del muro PL-1	107
Figura 49. Acero en el muro PL-1	110
Figura 50. Diagrama de interacción en la dirección Y, PL-1.....	111
Figura 51. Diagrama de interacción en la dirección X, PL-1.....	111

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación denominado “Análisis y diseño estructural comparativo de una edificación de concreto armado de cuatro pisos utilizando losas bubble deck y losa aligerada en la ciudad de Tacna 2021” se determinó el análisis estático y dinámico, el diseño estructural de una edificación de cuatro pisos haciendo una comparativa estructural y económica entre el dos tipos de losa conocida como losa aligerada y losa bubble deck, ubicado en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa en la avenida Humboldt B1 con un área del terreno de 3105.48 m². La finalidad de esta comparativa es para dar a conocer el diseño que tendría este nuevo tipo de losa y las ventajas estructurales y/o económica sobre otras losas. Para la ejecución del análisis y diseño de las losas bubble deck, primero se predimensiono los elementos como se indica en libros y en la norma E.060, de ahí se modelo la edificación en el programa etabs basándonos para las cargas la norma E020 para luego obtener las derivas de entrepiso y verificarlas como manda la norma E.030 Norma de diseño sismorresistente, Una vez que se cumplan todas las derivas dentro de su rango se hará el diseño de los elementos, como el estudio se basa en una comparativa estructural y económica, los detalles arquitectónico, Instalaciones sanitarias y eléctricas se han obviado en este presente estudio. Finalmente se realizó el análisis comparativo sísmico, estructural y económico entre ambos sistemas indicando las ventajas y desventajas que presentan cada sistema estructural propuesto.

Palabras Claves: Bubble deck, Sistema Dual, Sismorresistente, comparativo de sistema losa.

ABSTRACT

In the present research work called "Comparative structural analysis and design of a four-story reinforced concrete building using bubble deck and lightened slabs in the city of Tacna 2021" the static and dynamic analysis, the structural design of a building was determined of four floors making a structural and economic comparison between the two types of slab known as lightened slab and bubble deck slab, located in the Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa District in the A.V. Humboldt B1 with a land area of 3105.48 m². The purpose of this comparison is to publicize the design that this new type of slab wanted and the structural and / or economic advantages over other slabs. For the execution of the analysis and design of the bubble deck slabs, first the elements were pre-dimensioned as indicated in books and in the E.060 standard, hence the building was modeled in the etabs program based on the E020 standard for loads and later Obtain the mezzanine drifts and verify them as required by the E.030 standard, earthquake resistant design standard, Once all the drifts within their range are met, the design of the elements will be made, as the study is based on a structural and economic comparison , the architectural details, sanitary and electrical installations have been omitted in this present study. Finally, a comparative seismic, structural and economic analysis was carried out between both systems, indicating the advantages and disadvantages of each proposed structural system.

Keywords: Bubble deck, Dual System, Earthquake resistant, slab system comparison.

INTRODUCCIÓN

La ciudad de Tacna va creciendo cada día más como su población, este aumento de habitantes hace que se tenga una demanda de lugares de ventas como restaurantes, hoteles, centro comerciales y residencias. Lugares que influyen en el turismo, esto significa mayores construcciones, construcciones que se hacen sin un profesional a cargo.

Como se sabe Tacna se encuentra en una zona altamente sísmica motivo por la cual las construcciones deberían hacerse con un previo diseño sismo resistente.

Durante pasa el tiempo se va innovando en nuevos métodos de construcción, estos se pueden adaptar a cada zona con un previo análisis, por ello en esta presente investigación se busca analizar y comparar dos tipos de sistemas de losas una convencional y una losa ya aplicada en otros lados de Latinoamérica de lado económico y estructural.

Los sistemas convencionales que se tiene son de pórticos, que es uno de lo más comunes ya que solo cuenta de dos elementos estructurales predominantes que son vigas y columnas formando pórticos en ambas direcciones. Este sistema transmite las cargas axiales y los momentos hacia la columna.

Sistema dual y muros estructurales, estos sistemas trabajan con una losa de entrepiso aligerada o maciza, este nuevo diseño busca implementar una losa que sea más económica y mejora en tiempo de la construcción.

En la última parte se presentan las conclusiones, recomendaciones y anexos del estudio.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de problema

El Perú por su ubicación es un país que se encuentra en una zona altamente sísmica, esto se debe a que se encuentra en el cinturón de fuego específicamente en contacto con la placa de nazca, ocasionando sismos de mediana a gran intensidad que causan daños graves a las estructuras.

Se sabe que la región Tacna sufrió un fuerte sismo en el año 2001 que ocasiono daños a la salud de las personas como muchas pérdidas materiales, teniendo en cuenta este tipo de hechos es que se debe considerar un diseño estructural que pueda responder ante estos movimientos sísmicos y que salvaguarden la salud de las personas.

Durante el tiempo se ha utilizado dos tipos de losas convencionales que son el diseño de losa macizas y losas aligeradas, pero en la actualidad ya se vienen implementando otros tipos de losas que reducen el costo, tiempo y el peso de la edificación y obteniendo buen desempeño antes estos eventos sísmicos.

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Problema general

- ¿Cuál es la comparativa estructural de losas bubble deck y losas aligeradas en una edificación de cuatro pisos de concreto armado en la ciudad de Tacna?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿Cuáles son las secciones de los elementos estructurales utilizando una losa bubble deck?

- ¿Cuál de los dos tipos de losas bubble deck y losa aligerada tienen un mejor comportamiento sísmico?
- ¿Cuál de los dos sistemas de losas es el más económico en una edificación de cuatro pisos?

1.3 Justificación e importancia

a) Justificación práctica

- La presente investigación es un aporte para todo sector de la construcción que quieran implementar esta herramienta en proyectos futuros, haciendo que los tiempos en la ejecución de una edificación sean menores.

b) Justificación teórica

- En la presente investigación se interpretará los parámetros que existen en la norma para implementar un nuevo uso de losa más ligera a la convencional.

c) Justificación metodológica

- Esta investigación tiene una utilidad muy relevante porque se dará un aporte sobre los diseños convencionales utilizando otro tipo de viabilidad.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

- Realizar la comparación del diseño y análisis estructural de una edificación de cuatro pisos de concreto armado con losas aligeradas y losas bubble deck en la ciudad de Tacna.

1.4.2 Objetivos específicos

- Calcular las secciones de los elementos estructurales de un edificio empleando losas bubble deck y una losa aligerada.

- Analizar el comportamiento sísmico que tendrá los tipos de losas bubble deck y losas aligeradas en una edificación de cuatro pisos.
- Realizar un comparativo económico de la losa bubble deck y losa aligerada de los materiales con mayor incidencia en una edificación de cuatro pisos en la ciudad de Tacna.

1.5 Hipótesis

1.5.1 Hipótesis general

- Las losas bubble deck presentan un mejor comportamiento en el diseño estructural frente a un sistema de losa aligerada en una edificación de cuatro pisos.

1.5.2 Hipótesis específicas

- Las secciones de los elementos estructurales en la bubble deck son menores a una losa aligerada.
- Las losas bubble deck presentan un mejor comportamiento sísmico ante una losa aligerada convencional.
- La losa bubble deck en la construcción de una edificación de cuatro pisos será más económica que una construcción de losa aligerada.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del estudio

2.1.1 A nivel internacional

Amaya y Galindo (2015) Universidad de Cuenca – Ecuador , realizo la tesis llamada “Análisis del comportamiento y aplicación de losas bubbledeck”. La investigación consiste en el analisis de dos sistemas de losas, que son la losa bubble deck y un sistema de losa alivianada, calculado sus esfuerzos internos y los efectos producidos en en la losa bubble deck para luego compararla con una losa alivianada en una edificacion de 4 pisos.

Como conclusion de esta investigacion se obtuvieron los valores de tension y distribucion de los mismos considerando esferas de polietilino en su interior, para finalmente compararlas tecnica y economicamente estas dos losas en una edificacion de 4 niveles.

Basantes (2016) Universidad Técnica de Ambato – Ecuador , realizo la tesis llamada “Análisis de eficiencia estructural entre una losa nervada y una losa alivianada con pelotas de plástico reciclado”. La investigacion tiene un analisis que se divide en dos, El analisis matematico y analisis experimental.

Según el primer analisis se determino el esfuerzo cortante, momento flexionante, deflexiones en la misma, esfuerzo cortante ocasionado por punzonamiento, identificacion de los refuerzos en la losa alivianada y un analisis economico referencial de esta losa, para despues compararlas. En el segundo analisis se hizo dos modelos representativos para poder medir la deformacion de estas y ver cual es la mejor a nivel estructural.

2.1.2 A nivel nacional

Quino (2019) Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga – Perú, realizo la tesis llamada “Optimización de concreto en losas aligeradas en construcción de viviendas, con la incorporación de vacíos esféricos y aplicación del

sistema bubbledeck”. La presente investigación consiste en diseñar y difundir un nuevo sistema de entrepiso denominado losa bubble deck estas losas tiene vacios esfericos en su interior que hacen disminuir sus peso considerablemente un diseño innovador de ingeniería en el cual observaremos su grado de aplicabilidad en diseño de casas de consenso al análisis de sus propiedades estructurales. Se busca medir su grado de aplicabilidad en funcionalidad a la reducción de concreto frente al diseño clásico de losa aligerada en una dirección con ladrillo de arcilla.

Cosinga y Gomez (2017) Universidad de San Martin de Porres – PERU, realizo la tesis llamada “Análisis comparativo del costo estructural de un edificio empleando losas aligeradas con poliestireno expandido versus ladrillo de arcilla”. La investigación busca comparar un sistema de entrepiso convencional de ladrillo de arcilla con una sistema de entrepiso de poliestireno expandido desde un punto de vista economico basandose en los costos y metrados de cada uno de estos elementos despues de un diseño estructural.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Sistemas Estructural

Son un conjunto de elementos independientes que forman un sistema exclusivo siendo su objetivo transmitir y soportar las cargas necesarias de lo que un problema específico requiere, tipos de sistemas estructurales de “concreto armado”:

2.2.1.1 Sistema Aporticado

El Sistema aporticado es uno de los más usados en la ciudad de Tacna, junto con el sistema de muros de albañilería por lo que es importante analizar muestras de este tipo de estructuras como se muestra en la figura 1. Es importante mencionar que el sistema aporticado nos permitirá transferir las cargas estructurales a la cimentación, por lo que se debe priorizar la continuidad de los elementos como se visualiza en la Figura 1 (Zúñiga, 2018).

Figura 1

Edificación con un sistema porticado



Nota: Hotel Westlin libertador, Lima-Perú.

a) Características:

Es el sistema más reconocido ya que solo se conforman de dos elementos principal para la distribución de cargas como son columna y viga conectados por nudos, formando un pórtico en sus dos respectivos ejes tanto x como y.

b) Ventajas:

- Es versátil y bastante bondadoso con la distribución de ambientes.
- Al ser estructural muy flexible las sollicitaciones sísmicas son pequeñas.

c) Desventajas:

- Este sistema suele presentar baja resistencia a cargas laterales como sollicitudes en cortantes.
- Al ser un sistema no tan rígido ocurren desplazamiento que afectan a otros elementos no estructurales.
- Para zonas altamente sísmica es difícil mantener sus derivas en los límites de la norma.

2.2.2.2. Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL)

Son edificaciones de no tan considerable altura predominando los muros de concreto armado con espesor mínimos, este sistema se caracteriza porque su elemento estructural no desarrolla desplazamientos inelásticos importantes, se visualiza en la Figura 2 (Norma E030 Diseño Sismorresistente).

Figura 2

Edificaciones con muros de ductilidad limitada



Nota. Edificaciones de calidad (Chiclayo-Perú).

2.2.2.3. Muros Estructurales

Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base, se visualiza en la Figura 3.

Figura 3

Edificaciones con muros de estructurales



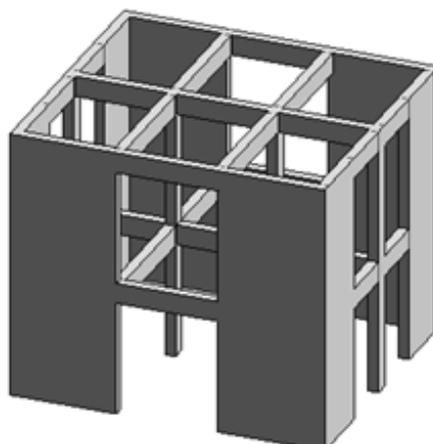
Nota. Sistema estructural de muros estructurales.

2.2.2.4. Sistema Dual

Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25% del cortante en la base. Los muros estructurales serán diseñados para las fuerzas obtenidas del análisis, se visualiza en la Figura 4 (Norma E030 Diseño Sismorresistente).

Figura 4

Edificación con Sistema Dual.



Nota. Sistema de muros y columnas.

2.2.3. Diseño Estructural

2.2.3.1. Losas

Una losa es un elemento estructural usado para conceder un área plana a una construcción. Es una vasta placa plana principalmente horizontal, cuyas zonas de entresijos superiores son paralelas o casi paralelas entre sí. Las losas tienen la posibilidad de tener diferentes condiciones de apoyo, y la conducta referente a los esfuerzos y deformaciones dependerá de cómo estén configuradas las mismas (Nilson, Winter, & Yamin, 1999).

Las losas de entresijo son elementos que se encargan de distribuir tanto la carga viva como carga muerta hacia los elementos estructurales horizontales o verticales.

a) Losas Aligerada

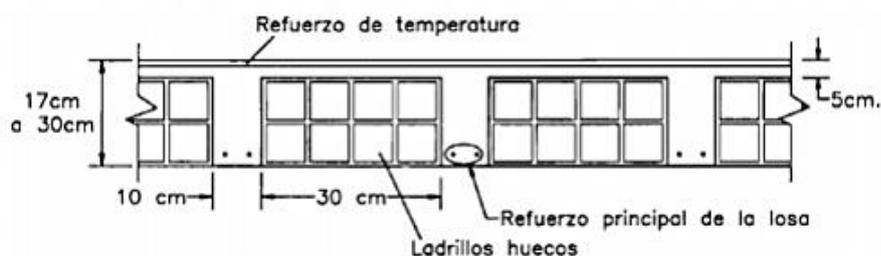
La losa aligerada o losa nervada son viguetas que son usadas en todo el trayecto en un sentido o en los dos sentidos separadas con un vacío o ladrillos de arcilla en la parte superior se cuenta con una losa plana de espesor mínimo y acero de temperatura.

Las limitaciones geométricas de las losas aligeradas con relleno permanentes que se indican en la Figura 5.

- El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm. El peralte del relleno, no mayor que 3,5 veces el ancho mínimo del nervio. Es decir, $b_w \geq 100 \text{ mm}$ y, $\min 5,3 w h \leq b$.
- La separación libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm. Dicho en otras palabras, $s \leq 750 \text{ mm}$.
- El espesor de la losa de concreto sobre rellenos permanentes no será menor de 40 mm, ni menor que $1/12$ de la distancia libre entre nervaduras. Esto es, $t \geq 40 \text{ mm}$, $t \geq s/12$.

Figura 5

Geometría de una losa aligerada



Nota: Detalle de aligerado según harsem (2002).

En esta Figura 5 se puede apreciar la sección de la losa aligerada conformada por ladrillos y viguetas para el diseño de estas se analiza la vigueta más crítica para luego utilizar el mismo diseño en todas las demás y que sean uniformes.

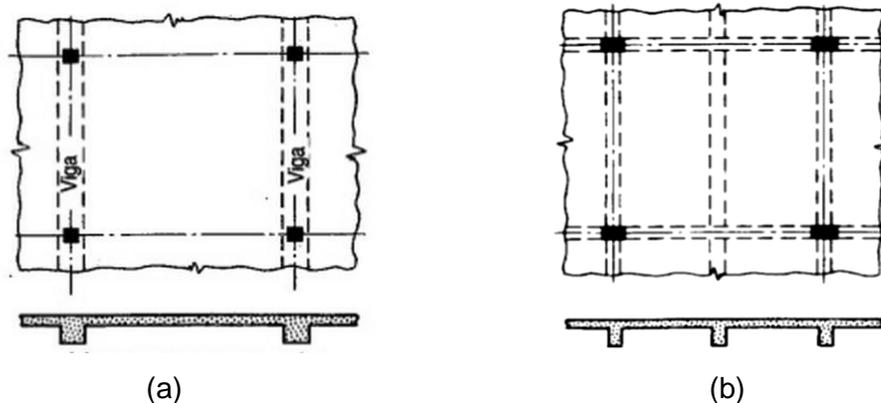
b) Losa unidireccional

Según Blanco (1992) se puede predimensionar losas unidireccionales son losas de una sola dirección mediante la relación $h = \text{luz libre} / 25$, donde h es el espesor del aligerado, como se visualiza en la Figura 6.

$$\text{espesor } (h) = \text{hluz libre} / 25 \quad (1)$$

Figura 6

Esquema de losas que trabajan en una dirección



Nota. (a) Losa en una dirección sin vigas interiores. (b) Losa en una dirección con vigas interiores. Fuente: Elaboración Propia.

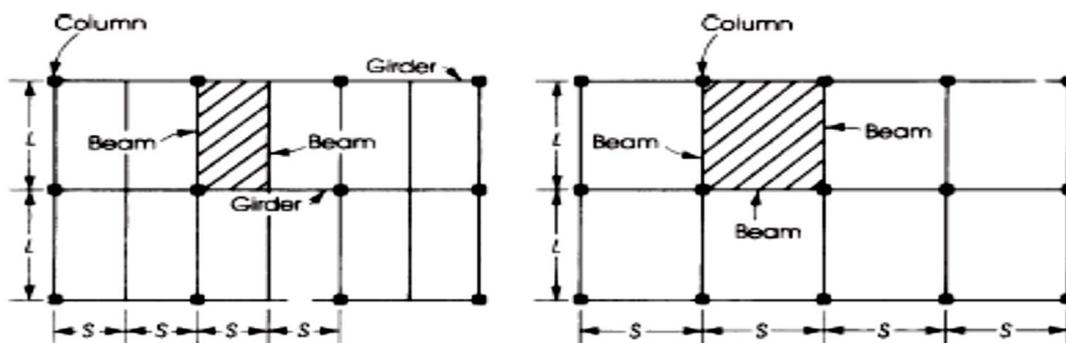
c) Losa bidireccional

Según Blanco (1992) Se puede considerar losas bidireccionales cuando las luces son mayores a 6 metros y paños que tienden a ser cuadrados, la función de esta losa es que se distribuye la carga hacia ambos sentidos como x, y .

Según Nadim & Al-Manaseer (2012) Se puede considerar en que su longitud mayor entre su longitud menor sea mayor a dos sería una losa unidireccional, en el caso de que la longitud mayor entre su lado menor sea menor a dos se consideraría una losa bidireccional como se muestra en la Figura 7.

Figura 7

Losa unidireccional $L/S > 2$, Y losa bidireccional (b) $L/S < 2$



Nota. Losa unidireccional en el lado izquierdo y lado derecho losa bidireccional Nadim & Al-Manaseer (2012).

• Espesor mínimo

El espesor mínimo de las losas sin vigas interiores que se extiendan entre los apoyos y que tienen una relación entre lados no mayor que 2, debe estar de acuerdo con lo requerido como se muestra en la tabla 1 de la norma E060 y no debe ser inferior que los siguientes valores:

- (a) Losas sin ábacos como se definen en 125 mm.
- (b) Losas con ábacos como se definen en 100 mm.

Tabla 1

Espesor mínimo de losas sin vigas interiores

Fy Mpa	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
280	$L_n/33$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/40$	$L_n/40$
420	$L_n/30$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/33$	$L_n/36$	$L_n/36$
520	$L_n/28$	$L_n/31$	$L_n/31$	$L_n/31$	$L_n/34$	$L_n/34$

Nota: Tabla 9.3 Espesor mínimo de losas no pre esforzadas en dos direcciones (Norma E060 Concreto Armado).

Cuando se usa un ábaco para reducir la cantidad de refuerzo por momento negativo sobre una columna o el espesor mínimo requerido para una losa, el ábaco debe proyectarse bajo la losa al menos un cuarto del espesor de la losa fuera del ábaco y debe extenderse en cada dirección desde la línea central de apoyo una

distancia no menor a un sexto de la longitud del vano medida al centro de los apoyos en esa dirección. (13.2.6. Noma E060 Concreto Armado).

El espesor mínimo h para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser:

(a) Para $\alpha f m \leq 0,2$; se aplican las disposiciones de (a) y (b)

(b) Para $0,2 < \alpha f m < 2,0$; h no debe ser menor que:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 5\beta(\alpha f m - 0.2)} \quad (2)$$

pero no menor que 125 mm.

(c) Para $\alpha f m > 2,0$; h no debe ser menor que:

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14000}\right)}{36 + 9\beta} \quad (3)$$

pero no menor que 90 mm.

El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

$\alpha f m$ es el valor promedio de αf .

El espesor mínimo de losas con vigas entre apoyos, es función de $\alpha f m$ cual es igual al promedio de los valores de αf correspondientes a las vigas que limitan el paño. El parámetro αf se determina a través de la siguiente expresión:

$$\alpha f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (4)$$

Donde:

E_{cb} = Módulo de elasticidad del concreto de las vigas.

E_{cs} = Módulo de elasticidad del concreto de la losa.

I_b = Momento de inercia de la sección bruta de la viga respecto a su eje centroidal.

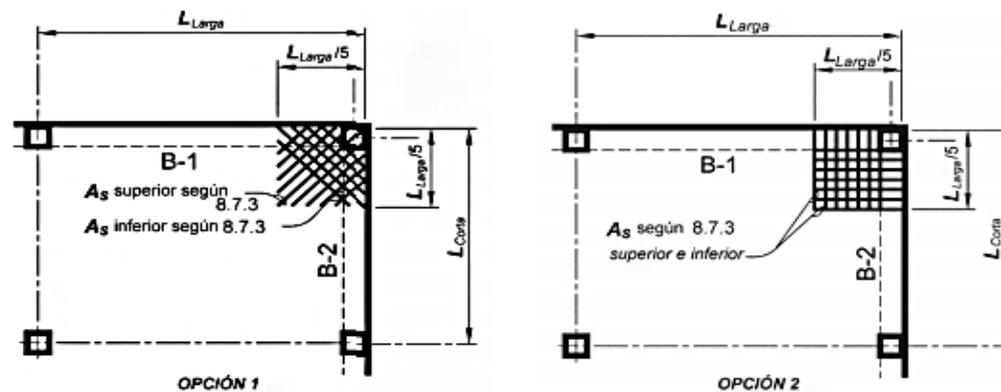
I_s = Momento de inercia de la sección bruta de la losa respecto a su eje centroidal.

- **Refuerzo de la losa**

En las losas con vigas entre los apoyos, que tengan un valor de αf mayor de 1.0, deberá proporcionarse refuerzo especial en las esquinas exteriores, tanto en la parte inferior como en la superior de la losa. El refuerzo especial deberá colocarse a partir de la esquina hasta una distancia en cada dirección igual a $1/5$ de la longitud de la luz mayor del paño, ver figura 8 (Norma E060 Concreto Armado).

Figura 8

Refuerzo especial en las esquinas exteriores



Nota. Detalles de refuerzos indicados en la norma (ACI 318SR-14).

Longitudes mínimas del refuerzo en losas sin vigas.

FRANJA	LOCALIZACION	PORCENTAJE MINIMO DE A_s EN LA SECCION	SIN ABACOS (SIN SOBRE ESPESORES)	CON ABACOS (CON SOBRE ESPESORES)
FRANJA DE COLUMNAS	ARRIBA	50% restante		
	ABAJO	100%		
FRANJA CENTRAL	ARRIBA	100%		
	ABAJO	50% restante		

Nota. Longitudes de refuerzo en en los tramos de columna y central (Norma E060 Concreto Armado).

d) Método diseño directo

- Deben existir un mínimo de tres paños continuos en cada dirección.
- Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.
- Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.
- Las columnas pueden estar desalineadas hasta 10% de la luz (medido en la dirección del alineamiento) con respecto a cualquier eje que pase por el centro de columnas sucesivas.
- Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio
- Para un paño con vigas entre los apoyos en todos los lados, debe satisfacerse la siguiente ecuación para las dos direcciones perpendiculares.

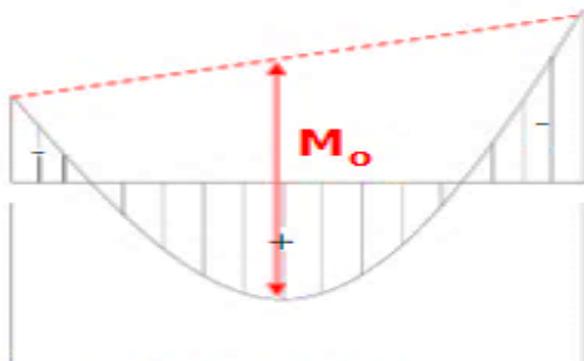
$$0.2 \leq \frac{a_{f1} \cdot l_2^2}{a_{f2} \cdot l_1^2} \leq 5.0$$

- **Momento estático**

El momento estático total factorizado es la suma absoluta de momentos positivos y momentos negativos promedios basados en una carga uniformemente distribuida a través de la franja de diseño, entre caras de apoyos en la dirección que los momentos han sido calculados ver Figura 9.

Figura 9

Es la suma absoluta de momentos positivo y negativos.



$$M_o = \frac{W_U \cdot l_2 \cdot l_n^2}{8} \quad (5)$$

W_U = Carga ultima factorizada total por unidad de área

l_n = luz libre en la dirección de los momentos

l_2 = Luz perpendicular en la dirección de análisis.

- **Momentos negativos y positivos amplificados**

Los momentos negativos amplificados deben determinarse en las caras de los apoyos, si estos son rectangulares. Los apoyos circulares o en forma de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados que tengan la misma área.

En cada paño interior, el momento estático total, M_o , debe distribuirse como se indica a continuación:

Momento negativo amplificado $0,65 M_o$.

Momento positivo amplificado $0,35 M_o$.

En cada paño extremo, el momento estático amplificado total, M_o , debe distribuirse como se indica en la Tabla 2, también se aprecia el diagrama de momentos en la Figura 10 a continuación:

Tabla 2

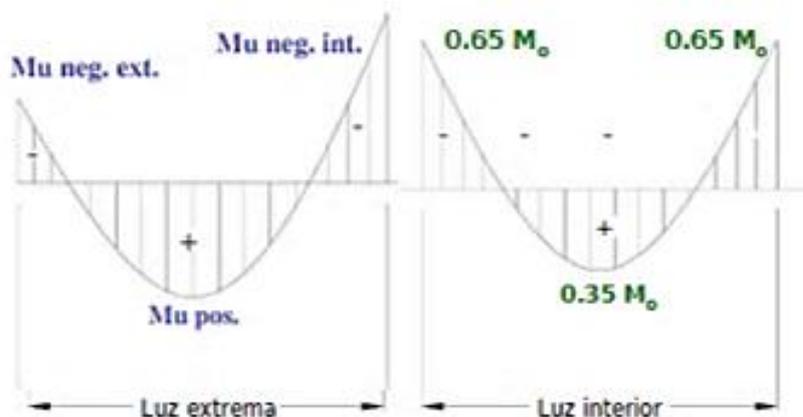
Solicitaciones del momento estático amplificado total M_o

	Borde exterior no restringido	Losas con vigas entre todos los apoyos	Losas sin vigas entre los apoyos interiores		Borde exterior totalmente restringido
			Sin viga de borde	Con viga de borde	
Momento negativo amplificado interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Momento positivo amplificado	0,63	0,57	0,52	0,50	0,35
Momento negativo amplificado exterior	0	0,16	0,26	0,30	0,65

Nota. Artículo 13.6.3 (Norma E060 Concreto Armado).

Figura 10

Diagrama de momentos de la losa.



e) Método de coeficientes

Método de Coeficientes para Losas apoyadas en Vigas o Muros, se hará uso también de las tablas de Coeficientes para Momentos Negativos, debidos a Carga Muerta y debidos a Carga Viva de nuestra norma.

- Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o muros. El peralte de la viga será como mínimo 1/15 de la luz libre o 1.5 veces el espesor de la losa, el que sea el mayor.
- Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.
- Las longitudes de los paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben diferir en más de un tercio de la luz mayor.
- Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en servicio.

- **Determinación de momentos**

Las secciones críticas para momentos de flexión serán:

A lo largo de los bordes del paño en las caras de las vigas o muros de apoyo para el caso de momentos negativos.

Los momentos de flexión para las franjas centrales se calcularán por medio de la expresión es:

$$M_a = C_a w_u A^2 \quad (6)$$

$$M_b = C_b w_u B^2 \quad (7)$$

Donde:

A: Luz libre en el tramo de la dirección más corta.

B: Luz libre del tramo en la dirección larga.

M_a: Momento de flexión en la dirección A.

M_b: Momento de flexión en la dirección B.

C_a: Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3, para la dirección corta.

Cb: Coeficiente de momentos indicado en las Tablas 13.1, 13.2 y 13.3, para la dirección larga.

wu: Carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa.

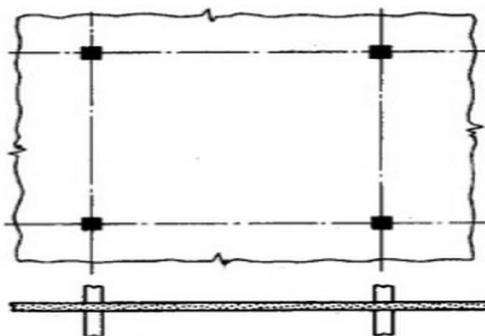
Se asumirá que los momentos en las franjas de columnas varían gradualmente desde el valor total en el borde de la franja central hasta un tercio de este valor en el borde del paño. En los bordes discontinuos se considerará un momento negativo igual a un tercio del momento positivo.

f) Losas Bubble Deck

Este sistema de entrepiso losa bubble deck es una alternativa a los tipos de losas que ya existen en las construcciones, es el preferido de los arquitectos porque una característica que tiene esta losa es que no necesitan vigas y sus vacíos rellenos con discos o esferas hacen que tenga menos pesos para los diseños de los elementos verticales, ver figura 11.

Figura 11

Esquema de losa plana.



- **Ventajas ambientales**

Según la compañía Bubble Deck, 1 kg de plástico reciclado reemplaza 100 kg de concreto; las esferas de plástico incluso pueden ser recicladas o almacenadas por largos periodos de tiempo sin afectar sus propiedades estructurales; la disminución de emisiones de carbono por el transporte de materiales disminuye con el uso de este sistema, pues existen 2 tipos de losas con vacíos esféricos prefabricados (Prenova, 2016).

- **Características**

- Menor peso de la construcción, Menos columnas.
- Eliminación de contrapisos, carpeta y cielorrasos.
- Inclusión de las tuberías dentro de la losa, instalaciones eléctricas, sanitaria, y losa radiante.
- Fácil instalación de tubería y conductos, gracias a la ausencia de vigas dentro del edificio.

- **Ventajas**

- Permite construir más niveles por edificio
- Grandes luces sin vigas e importantes voladizos
- Veloz y rápido reduce a la mitad los tiempos de construcción
- Flexibilidad de uso
- Mejor resistencia ante sismos
- Reducción del costo de construcción (dependiendo el caso, entre 10% - 15%)

- **Existen tres tipos de sistema bubble deck**

- **Elementos Filgrana**

Es el concreto prefabricado que se encuentra en la parte inferior de las esferas para que estas sean sostenidas por medios de refuerzos y una malla para su posterior vaciado de concreto en campo, ver Figura 12.

Figura 12

Esquema losas Bubble deck



Nota. Imagen de esquema de refuerzos según Prenova (2016).

– **Módulos reforzados:**

Esta consiste solamente en mallas electrosoldadas y armaduras que sostienen las esferas ver Figura 13. El concreto y el refuerzo adicional necesario es colocado en obra (Segura, 2017).

Figura 13

Tipo Losas terminadas



Nota. Colocación de modulo reforzado según Prenova (2016)

– **Losas Terminadas:**

Son mallas con esferas ya prefabricadas para su colocación y su posterior vaciado, este tipo de losa generalmente están apoyados en vigas y para luces menores que los otros tipos ya mencionado anteriormente. (Prenova, 2016).

• **Espesor de la losa bubble deck**

El comportamiento estructural y el método de cálculo usado para el sistema de losas BDM es igual al de una losa maciza. Diversos estudios muestran superficies de falla similares en ambos sistemas.

Los espesores para la losa bubble deck se encuentran mostrados en la tabla 3.

Tabla 3

Características de los diferentes tipos de losas bubble deck.

Tipo de losa de deck	H (cm)	Diámetro de las esferas (cm)	Separación entre esferas (cm)	Peso kg/m ²	Rango de aplicación (m)
BD 230	23	18	2	370	5 - 8
BD 280	28	22,5	2,5	460	7 – 10
BD 340	34	27	3	550	9 – 12
BD 390	39	31,5	3,5	640	11 – 14
BD 450	45	36	4	730	13 – 16,4

Nota. La tabla muestra las losas y su espesor y peso respectivo Prenova-2016.

2.2.3.2. Vigas

Elemento lineal de la construcción, que trabaja a flexión; en estos cuerpos la longitud predomina frente a las otras dimensiones.

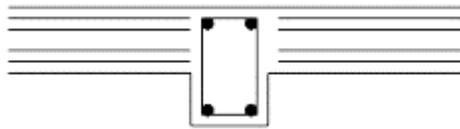
A lo largo de la historia, las vigas han estado conformadas por diversos tipos de material: madera, acero y concreto armado. En la actualidad, se usa las vigas fabricadas con acero ya que son capaces de soportar deformaciones tanto a compresión como a tracción.

Existen dos tipos de vigas peraltadas y vigas chatas como se muestran en la figura 14.

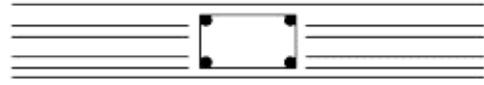
Según blanco Blasco – Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado Para las vigas peraltadas podemos obtener sus dimensiones predimensionadas con la siguiente expresión:

$$H = L/12 \text{ o } L/10 \quad (8)$$

$$B = 0.25 \text{ m ó } 2/3h ; 1/2h \quad (9)$$

Figura 14*Tipo de vigas*

a) Viga peraltada



b) Viga chata

2.2.3.3. Columnas

Las columnas al ser sometidas a cargas axiales y momento flector, deben ser dimensionadas tomando en cuenta ambos efectos paralelamente, procurando de evaluar cuál de ambos es el que administra en forma más influyente en dimensionamiento.

En base a lo anterior para su predimensionamiento podemos considerar las siguientes expresiones:

Columnas centradas

$$\text{Area de columna: } \frac{P_{servicio}}{0,45 f'c} \quad (10)$$

Columnas excéntricas o esquinadas

$$\text{Area de columna: } \frac{P_{servicio}}{0,35 f'c} \quad (11)$$

Donde:

$$P_{servicio}: P * A * N \quad (12)$$

Edificios de categoría A (Ver E.030) P:1500 kg/m²

Edificios de categoría B (Ver E.030) P:1250 kg/m²

Edificios de categoría C (Ver E.030) P:1000 kg/m^2

A: Área tributaria.

N: Número de pisos.

2.2.3.4. Combinaciones de carga

La resistencia requerida según la norma E.030 para cargas vivas y cargas muertas:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV \quad (13)$$

Si el diseño se tuvieran cargas de sismo, la resistencia requerida será

$$U = 1,25(CM + CV) \pm CS \quad (14)$$

$$U = 0,9 CM \pm CS \quad (15)$$

2.2.3.5. Software Etabs

Etabs es una herramienta con alta capacidad para el análisis lineal y no lineal, opciones para la experimentación con una amplia gama de materiales, generación de gráficos muy limpios y explicativos, diseños esquemáticos y la generación de informes.

2.2.4. Análisis Sísmico de una estructura

2.2.4.1. Análisis Estático

Según la norma E.030 se puede analizar mediante este método:

- Todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1.

- En las zonas sísmicas 2, 3 y 4, Solo se puede emplear este método en estructuras regulares, no más de 30 m de altura.
- Para muros de concreto armado de albañilería armado o confinada solo se podrá analizar si la altura no es mayor a 15 m.

La fuerza de la cortante basal está dado por la ecuación:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} * P \quad (16)$$

Donde:

V: Cortante Basal

Z: Factor de zona

U: Factor de uso

C: Factor de amplificación sísmica

S: Factor de amplificación de suelo

R: Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas

P: Peso total de la edificación

El valor de C/R no se considera menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,11$$

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel, correspondientes a la dirección considerada, se calculan mediante:

$$F_i = \alpha_i * V \quad (17)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (18)$$

Donde:

Pi: Peso del nivel i

hi: Altura de entrepiso

n: Número de pisos del edificio

P: Peso de la edificación

h: Altura de la edificación

k: Valor que depende de los periodos fundamental de vibración (T)

Para los valores de K:

Para T menor o igual a 0,5 segundos $k=1,0$, para T mayor que 0,5 segundos: $k= (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

El periodo fundamental de vibración se determinará por la siguiente ecuación:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (19)$$

Donde:

$C_T = 35$ Para los edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

Pórticos de concreto armado sin muros de corte.

Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos sin arrostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras

Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

2.2.4.2. Análisis Dinámico (Modal – Espectral)

Los modos de vibración pueden determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero se toma en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis. En este método tenemos la aceleración espectral dada por la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} * g \quad (20)$$

Las fuerzas cortantes mínimas según la E.030 nos indica que para una de las direcciones. La fuerza cortante dinámica en el primer entrepiso no puede ser menor que el 80% de la cortante calculada para estructuras regulares y el 90% para estructuras irregulares.

Los desplazamientos laterales relativos serán calculados según el artículo 31, no excede la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la tabla 4.

Tabla 4

Distorsión de entrepiso

Limites para distorsiones de entrepiso	
Material predominante	(Δ_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: E030 Diseño sismorresistente.

2.3. Definición de términos

Cargas: son cada una de las sollicitaciones mecánicas y fenómenos externos a los que debería contestar una estructura para seguir estando en pie y que deben ser incluidas en el cálculo estructural. Permanecen constituidas primordialmente por el peso de todos los recursos que conforman las construcciones.

Luz: Es la distancia entre dos puntos de apoyo.

Losa: Es el elemento estructural con conceder un área plana en la construcción.

Pórticos: Son estructuras cuales sus elementos principales son las columnas y vigas conformados por una unión rígida entre estas, considerando que las columnas se llevan la mayor cortante basal.

Vigas: Elemento que se apoya sobre columnas y/u otro elemento su función es soportar cargas y transmitirla.

Columnas: Es un elemento estructural vertical encargado de soportar todo el peso de la edificación y a la vez las fuerzas que puedan ocurrir en esta ya sea sísmica.

CAPITULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo y nivel de la investigación

La investigación es de tipo Explicativo - Descriptivo que implica demostrar el diseño estructural de una edificación de concreto armado y análisis comparativo de la losa bubble deck y losa aligerada, tiene un nivel Descriptiva - Exploratoria, porque se determinará una investigación poco estudiada, estableciendo diseños para futuras aplicaciones.

3.2 Población y/o muestra de estudio

La presenta investigación está enfocado al diseño de una edificación de 4 pisos, por lo tanto, la población como la muestra de estudio sería el proyecto que es *“Análisis y diseño comparativo estructural de una edificación de concreto armado de cuatro pisos utilizando losas bubble deck y losa aligerada en la ciudad de Tacna - 2021”*, Como se muestra en el anexo 1.

3.3 Operacionalización de variables

Tabla 5

Operación de variables

Variable	Definición conceptual	Indicadores
Variable independiente Tipos de entrepisos de losas bubble deck y Losa aligerada.	Es una evaluación mediante el cual se verá el análisis de dos tipos de sistema de losas bubble deck y aligerada	<ul style="list-style-type: none"> • Predimensionamiento • Diseño de acero • Sistema estructural
Variable dependiente Diseño de una edificación de concreto armado de cuatro pisos y análisis de costos.	Es un proceso donde se verificará y analizará la estructura basándose a los reglamentos de la norma E030 y norma E060.	<ul style="list-style-type: none"> • Estructuración de la edificación. • Análisis sísmico y estático por medio del software Etabs. • Comprobación de derivas máxima según norma. • Costo de la edificación.

3.4 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos

La técnica a utilizar o emplear fueron:

- Técnica documental, debido a que se ha recolectado información por medio de fuentes documentales relativas a la problemática estudiada.
- Técnicas de procesamiento de datos, lo cual nos va a servir para el diseño de la construcción implementando losa bubble deck y aligerada.

3.5 Procesamiento y análisis de datos

El presente trabajo de investigación consiste en modelar un edificio de 4 niveles considerando 2 tipos de losas y compararlas según los resultados del análisis estructural.

Se realizará el metrado de las partidas estructurales pues es el tema principal del presente proyecto, obviando las partidas arquitectónicas, eléctricas y de instalaciones sanitarias.

Se terminará con un análisis de precio unitarios para determinar el presupuesto por cada tipo de losa construida y ver cuál es la más económica.

CAPITULO IV: RESULTADOS

4.1 Descripción del proyecto

El presente proyecto es realizar la comparativa de diseño estructural de concreto armado de una edificación de cuatro niveles con losas bubble deck y losa aligerada, para uso Restaurante, esta edificación se ubica en el departamento de Tacna, provincia Tacna y distrito Crl. Gregorio Albarracín Lanchipa A.V. Humboldt B1 con un área del terreno de 3105.48 m². La sobrecarga con la que se realizará será uniforme en todo el ambiente de la edificación de los cuatro niveles.

Primer nivel: 01 ingreso principal, 02 SS.HH. la cual tiene medidas requeridas para persona con discapacidad, 01 cocina, 01 zona de parrilla-horno 01 barra, 01 sala-comedor, 01 escalera como en la figura 15, Segundo, tercero, cuarto nivel se réplica del primer nivel como se muestra en la figura 16.

El área techada por nivel es de 376.09 m² por nivel, y el perímetro de 81.50m., alturas de entrepiso de 3.30m y una altura total de 13.20m.

Figura 15

Vista en planta del primer piso – arquitectura

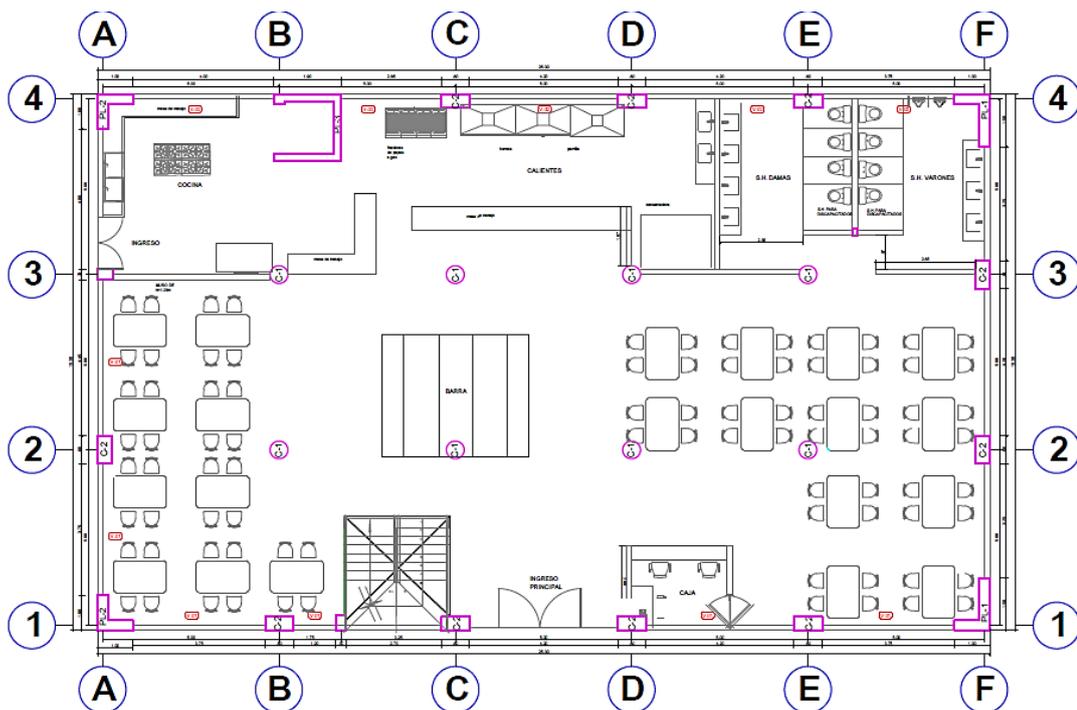
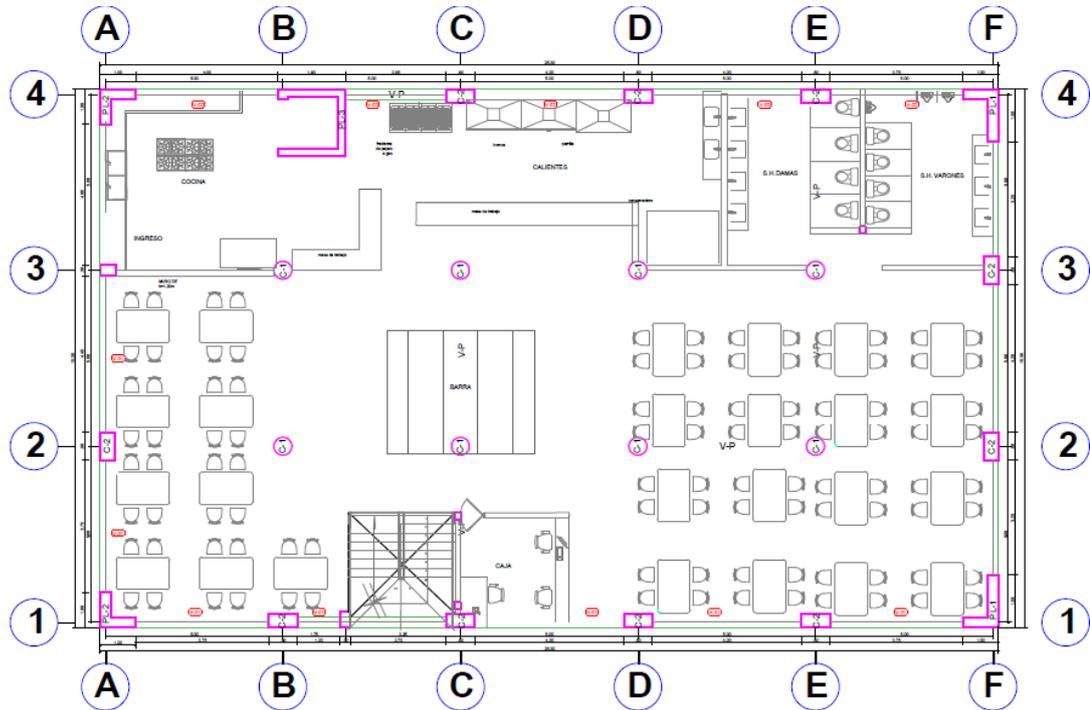


Figura 16

Vista en planta del 2,3 y 4 piso – arquitectura



4.1.1 Normas empleadas

Para el análisis de la estructura deberá cumplirse con la norma técnica E.030, mientras que para sus cargas se basará en la norma E.020 y para el diseño se utilizará la norma E.060 de concreto armado.

4.1.2 Materiales

Acero de Refuerzo: Se usarán varillas de acero corrugado del tipo Grado 60. Las propiedades de este acero son:

Límite de Fluencia: $F_y = 4\,200\text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad: $E = 2\,000\,000\text{ kg/cm}^2$

Concreto Armado: Es aquel concreto que es reforzado por acero, actuando como un solo elemento, resistiendo los esfuerzos aplicados, las propiedades de este material es:

Peso Unitario:	$P_u = 2.400 \text{ kg} / \text{m}^3$
Resistencia especificada a la compresión:	$f'c = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2$
Módulo de Poisson:	$V_c = 0,2$
Módulo de Elasticidad:	$E = 15.000 \sqrt{f'c} = 217.370,65 \text{ kg} / \text{cm}^2$

4.1.3 Cargas a utilizar

La edificación se analizará con sus cargas respectivamente que se ejercen sobre la estructura que son carga viva (CV) y carga muerta (CM).

Carga muerta

Son las cargas que se encuentran permanentemente en la estructura, como tabiquería, peso de la misma estructura, para el cálculo de la carga muerta se considerara los siguientes pesos unitarios.

Concreto Armado:	$2.400 \text{ kg} / \text{m}^3$
Aligerado de 20 cm de espesor:	$345 \text{ kg} / \text{m}^2$
Piso Terminado:	$100 \text{ kg} / \text{m}^2$
Tabiquería:	$50 \text{ kg} / \text{m}^2$

Carga viva

Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación. Para diseñar la edificación se tomarán en cuenta cargas vivas repartidas.

Sobrecarga de Rs:	$400 \text{ kg}/\text{m}^2$ (Norma E.020)
Sobrecarga en corredores y escalera:	$400 \text{ kg}/\text{m}^2$ (Norma E.020)

4.2 Estructuración

La estructura a analizar se dio prioridad de ser lo más simples posible en el diseño arquitectónico y simétrico, no para facilitar los cálculos, sino porque la estructuración simple va a tener un mejor comportamiento sísmico

Se ha buscado una disposición apropiada de los distintos elementos resistentes, de tal forma que la estructura sea capaz de soportar todas las solicitaciones a las que sea sujeta en su vida útil y a la vez sea también estética, funcional y económica. Lo cual se emplea el sistema de pórticos que está conformado por (losa, vigas, columnas), este tipo de estructuras se utilizan en grandes proyectos de edificaciones y también por tener un buen desempeño ante un sismo de gran magnitud.

Se analizará una estructura de 4 niveles con el sistema dual tanto en la dirección X como en Y. Se ha dispuesto el uso de losas aligeradas que son las más comunes en nuestro país, por las siguientes razones:

- El hecho de empotrar las tuberías de desagüe en la losa, lo cual obliga a usar como mínimo espesores de 17 y/o 20 cm. Una losa maciza de este peralte es demasiado cara y pesada.
- El hecho que la mano de obra sea relativamente económica hace que el costo de la colocación del ladrillo hueco no influya en el costo total de la obra.
- El menor costo de un encofrado para losas aligeradas en relación a los encofrados de las demás losas.
- El criterio práctico y la experiencia adquirida por muchos expertos en diseño de concreto armado indica que una losa aligerada es económica hasta una luz de 7 m aproximadamente.
- Se realizará el techado en las dos direcciones, con la finalidad de evitar que los esfuerzos por flexión y cortante y las deformaciones sean de gran magnitud.

4.3 Predimensionamiento de elementos estructurales

a) Losas

Losas en dos direcciones se usan usualmente cuando se presentan paños semi cuadrados.

$$h = L / 25$$

$$h = \frac{500}{25} = 20 \text{ cm}$$

b) Vigas

$$h = L / 12 @ L / 10 \quad (21)$$

$$h = L / 10 \text{ (criterio práctico frente a sismos)}$$

$$b = 0.3 h @ 0.5 h \text{ (ancho mínimo 0.25 m.)}$$

De acuerdo a los criterios anteriores; SI TENEMOS L=500 cm:

Vigas Principales: $h = 500/10$; $h = 50 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

c) Columnas

Para el predimensionamiento de las columnas se tomó en cuenta respecto a la cortante basal que genera el sismo.

$$V_{\text{basal}} = \frac{Z.U.C.S}{R} * P \quad (22)$$

$$A_{\text{columna}} = V_{\text{basal}} / (0.53 * \sqrt{210} * N_{\text{columnas}}) \quad (23)$$

Z = 0,45	factor de zona: zona 4 – Tacna
U = 1,0	factor de uso: categoría C – Restaurante
S = 1,05	factor de suelo: suelo intermedio – S ₂
T _p = 0,6	periodo según el tipo de suelo; S ₂
R = 7	coeficiente de reducción: sistema dual

$$T = \frac{h^n}{CT} ; h^n * m = 3,3m * 4 = 13.2 ; CT = 35$$

$$T = 13,2/35 = 0,38 \text{ s}$$

$$T < T_p \text{ entonces } C = 2,5$$

$$P_{\text{aprox}} = 1000 \text{ Kg} / \text{m}^2 \quad ; \quad \text{Área techada} = 390,89 \text{ m}^2 \quad ; \quad \text{N}^\circ \text{ de pisos} = 4$$

$$P_{\text{total}} = 1000 * 390,89 * 4 = 1\,563\,560 \text{ kg}$$

$$\text{Reemplazando:} \quad V_{\text{basal}} = \frac{0,45 * 1 * 2,5 * 1,05}{7} * 1\,563\,560 = 2\,308\,69,41 \text{ kg}$$

$$A_{\text{columna}} = 2\,308\,69,41 / (0,53 * \sqrt{210} * 24) = 1\,251,73 \text{ cm}^2$$

Si se propone las columnas cuadradas, estas deberían ser de una dimensión de 34.66 cm, esto nos resulta un valor mínimo de 40 cm. El valor tomado para las columnas centrales será de 40 cm x 40 cm, con lo cual tendría que coincidir con el predimensionamiento, que se efectuará en la columna central y columna de borde.

Columnas centrales

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{Servicio})}{0,45 * f'c} \quad (24)$$

$$P(\text{Servicio}) = P * A * N \quad (25)$$

$$P_{\text{serv}} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 5,00\text{m} * 5,00\text{m} * 4 = 100\,000 \text{ kg}$$

$$\text{Área de columna} = \frac{100\,000 \text{ kg}}{0,45 * 210 \text{ kg/cm}^2} = 1\,058,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{sección de la columna (C - 1)} = 35\text{cm} * 35\text{cm}$$

Columnas de borde

$$P_{\text{serv}} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 2,50\text{m} * 5,00\text{m} * 4 = 50\,000 \text{ kg}$$

$$\text{Área de columna} = \frac{50\,000 \text{ kg}}{0,35 * 210 \text{ kg/cm}^2} = 680,271 \text{ cm}^2$$

$$\text{sección de la columna (C - 2)} = 30\text{cm} * 30\text{cm}$$

Se determinó la fuerza cortante en la base de la estructura es de 230.869,41 kg, se aplicó la ecuación 23 para determinar el área de la columna es de 1251.73 cm^2 . También se determinó el área de la columna central C-1 es 1058,20 cm^2 y la columna perimetrales C-2 tiene como área 680,271 cm^2 .

Por lo tanto, el área de la columna C-1 Y C-2 es inferior al área de la columna determinada con la fuerza en la base de la estructura que es A col. 1251,73 cm^2 lo cual las secciones C-1 es 40cm x 40 cm y C-2 es 45cm x 30cm

4.4 Análisis Sísmico

Se realizará un análisis estático y dinámico considerando los parámetros que nos indica la norma E.030, Diseño sismo resistente.

Para el análisis dinámico de la estructura se utilizará el programa Etabs 2016 V.2.1, con el uso del espectro de aceleraciones se determinarán los desplazamientos máximos, periodos, fuerzas cortantes y momentos de acuerdo al sismo aplicado.

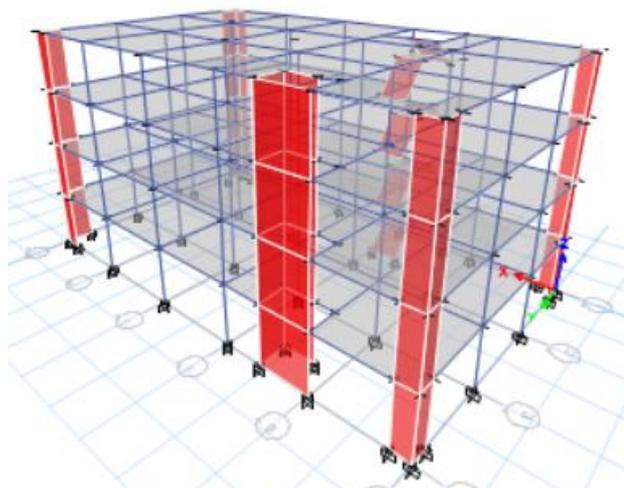
Modelo Estructural

El edificio consta de 4 Pisos, con una altura de entre piso de 3,30 m, y altura total de 13,20 m de uso para restaurante como se muestra en la figura 17.

Se utilizará la resistencia a compresión de $F'c=210 \text{ kg}/\text{cm}^2$, es el que generalmente se utilizara para sistemas dual de concreto armado.

Figura 17

Vista tridimensional del sistema dual.



Nota. modelado en el programa etabs.

a) Zonificación

La ubicación del proyecto es en la zona de Tacna, según la norma E030 no indica que para esta zona se utilizara un factor de $Z=0,45$.

b) Categoría de las edificaciones y factor de uso

El restaurante se encuentra como edificaciones comunes considerados en la categoría C, por lo que su factor de uso según la norma E.030 será de $U=1,00$.

c) Factor de amplificación sísmica

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo.

d) Factor de suelo

El sector nos indica que el suelo es un tipo de suelo S2 según la norma E.030 su factor de suelo será de $S=1,05$.

e) Sistema estructural

El sistema a utilizar será un sistema Dual, la tabla N° 07 de la norma E.030-2018 nos indica un coeficiente de reducción $R=7$.

4.4.1. Análisis Sísmico Estático

a) Periodo fundamental de vibración

En el artículo 28.4 de la norma E.030-2018 se indica la siguiente expresión, que nos permite estimar el periodo de vibración de la edificación.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (26)$$

$C_T:60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Para ambas direcciones:

$$T = \frac{13.2}{60} = 0.2 \text{ s}$$

b) Fuerza cortante en la base

Reemplazando los valores mencionados en el ítem 4.4.2, la fuerza cortante en la base de la estructura se reducirá a la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P \quad (27)$$

$$V = \frac{0.45 \times 1.00 \times 2.5 \times 1.05}{7} \times P$$

$$V = 0.16875 \times P$$

c) Análisis de modos de vibración

Se considera 3 modos de vibración por nivel, considerando que nuestro proyecto tiene 4 niveles tendremos un total de 12 modos de vibración como esta en la Tabla 6.

Tabla 6

Periodos de vibración y relación de masa

Modo	Periodo (s)	Masa	Masa	% Masa	% Masa
		participativa X-X	participativa Y-Y	participativa X-X	participativa Y-Y
1	0,416	0,263	0,453	83,150	0,005
2	0,405	0,411	0,314	0,200	37,630
3	0,327	0,094	0,001	0,100	45,940
4	0,118	0,041	0,151	10,610	0,010
5	0,115	0,142	0,004	0,110	2,760
6	0,088	0,004	0,001	0,010	7,920
7	0,073	0,003	0,001	1,820	0,190
8	0,073	0,001	0,000	1,840	0,240
9	0,072	0,003	0,001	0,002	3,230
10	0,061	0,003	0,047	0,040	0,110
11	0,059	0,050	0,003	1,610	0,010
12	0,053	0,001	0,001	0,001	1,470

Según el artículo 29.1.2. de la norma E.030-2018, en cada dirección se consideran aquellos modos de vibración que sumadas las masas efectivas sea mayor del 90% de la masa total, para lo cual se toman en cuenta por lo menos tres modos predominantes en cada dirección de análisis como se ve en la Tabla 7 y Tabla 8.

Tabla 7*Modos de vibración predominantes en el sentido X-X*

Modo	Periodo (s)	% Masa participativa
2	0,405	83,150
3	0,327	10,610
5	0,115	1,840
TOTAL		95.60% (Cumple)

Tabla 8*Modos de vibración predominantes en el sentido Y-Y*

Modo	Periodo (s)	% Masa participativa
1	0,416	37,630
4	0,118	45,940
6	0,088	7,920
TOTAL		91.49 % (Cumple)

4.4.2. Análisis Sísmico Dinámico

En el artículo 29 de la norma E.030-2018 nos indica que la estructura puede ser diseñada usando resultados de análisis dinámicos por combinación modal espectral.

a) Análisis de aceleración espectral

Según el artículo 29.2.1 de la norma E0.30-2018 Para cada dirección se utiliza el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones que está definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (28)$$

En la tabla 9 se muestra los valores de la aceleración espectral (S_a) en intervalos de tiempo, desde el tiempo 0,00 hasta los primeros 10,00 s y se grafica en la figura 18.

Figura 18

Espectro de sismo usando la norma E.030-2018 sistema dual

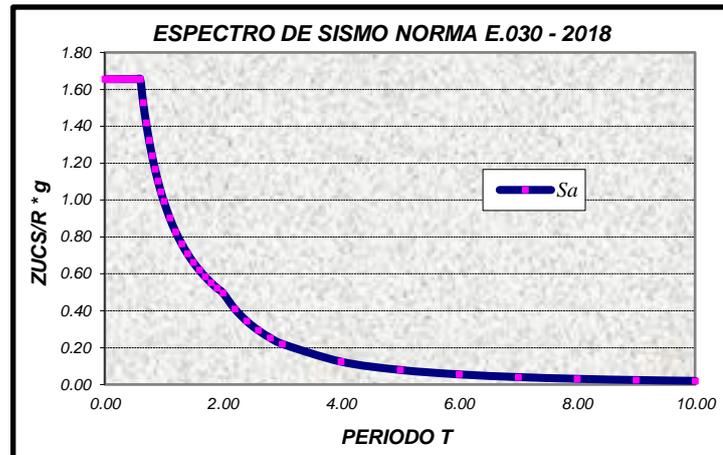


Tabla 9

Valores de Sa para valores desde 0

T (s)	Sa (m/s ²)	T (s)	Sa (m/s ²)	T (s)	Sa (m/s ²)
0,00	1,6554	0,55	1,6554	1,80	0,5518
0,02	1,6554	0,60	1,6554	1,90	0,5228
0,04	1,6554	0,65	1,5281	2,00	0,4966
0,06	1,6554	0,70	1,4189	2,20	0,4104
0,08	1,6554	0,75	1,3244	2,40	0,3449
0,10	1,6554	0,80	1,2416	2,60	0,2939
0,12	1,6554	0,85	1,1685	2,80	0,2534
0,14	1,6554	0,90	1,1036	3,00	0,2207
0,16	1,6554	0,95	1,0455	4,00	0,1242
0,18	1,6554	1,00	0,9933	5,00	0,0795
0,20	1,6554	1,10	0,9030	6,00	0,0552
0,25	1,6554	1,20	0,8277	7,00	0,0405
0,30	1,6554	1,30	0,7640	8,00	0,0310
0,35	1,6554	1,40	0,7095	9,00	0,0245
0,40	1,6554	1,50	0,6622	10,00	0,0199
0,45	1,6554	1,60	0,6208		
0,50	1,6554	1,70	0,5843		

b) Desplazamientos de la edificación

Según el artículo 31 en el numeral 31.1 indica que, para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75R.

En la tabla 11 y 12 se muestran los resultados obtenidos en del modelo estructural realizado en ETABS

Tabla 10

Distorsiones máximas de entrepiso

Límites para la distorsión del entrepiso	
Material predominate	(Δ_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. Norma E030 Diseño sismorresistente.

En la dirección X-X:

Tabla 11

Derivas de entrepiso en la dirección X

Story	Load Case	Dirección	Drift	Drift*0.75*R	Condición < 0.007
PISO 4	SismoXX Máx.	X	0,000852	0,004473	Cumple
PISO 3	SismoXX Máx.	X	0,001024	0,00537	Cumple
PISO 2	SismoXX Máx.	X	0,000993	0,00521	Cumple
PISO 1	SismoXX Máx.	X	0,000512	0,00268	Cumple

Nota. Desplazamientos máximos en la dirección X-X para cada piso.

En la dirección Y-Y:

Tabla 12*Derivas de entrepiso en la dirección Y*

Story	Load Case	Dirección	Drift	Drift*0.75*R	Condición < 0.007
PISO 4	SismoYY Máx.	Y	0,000811	0,004257	Cumple
PISO 3	SismoYY Máx.	Y	0,000967	0,005076	Cumple
PISO 2	SismoYY Máx.	Y	0,00094	0,004935	Cumple
PISO 1	SismoYY Máx.	Y	0,000515	0,002704	Cumple

Nota: Desplazamientos máximos en la dirección Y-Y para cada piso.

c) Cortante de diseño

La norma E030 nos especifica que nuestra cortante dinámica es mayor al 80% de mi cortante estática si la estructura se considera como regular.

Peso de la estructura obtenido del programa ETABS: 360.86 TN

Tabla 13*Fuerza cortante estática, dinámica y factor de escala*

	V estático (Ton)	V dinámico (Ton)	V diseño (Ton)	Factor de escala
Dirección X-X	227,35	167,580	181,88	1,086
Dirección Y-Y	227,35	184,237	181,88	1,00

4.5. Diseño en concreto armado Sistema Dual

- Consideraciones generales:

$$\text{Combo 01: } U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$\text{Combo 02 y 03 : } U = 1.25CM + 1.25CV \pm Ex$$

$$\text{Combo 04 y 05 : } U = 1.25CM + 1.25CV \pm Ey$$

$$\text{Combo 06 y 07: } U = 0.90CM \pm Ex$$

$$\text{Combo 08 y 09: } U = 0.90CM \pm Ey$$

$$\text{Envolvente: } U = \sum \text{combo01 al combo09}$$

- Factores de reducción de resistencia:

Para flexión: $\phi = 0,90$

Para Cortante: $\phi = 0,85$

Para flexo – compresion: $\phi = 0,70$

4.5.1. Diseño de losa aligerada en dos direcciones

Se diseñará estos tres paños N° 01, N°02 Y N°03 el cual son la réplica de los otros paños de la losa.

a) Metrado de carga

Análisis de 1m² de losa

Peso del aligerado (7,8 kg/und)

Total = 345 kg/m²

Peso de losa: 345 kg/m²

Peso Tabiquería: 50 kg/m²

Peso Acabado: 100 kg/m²

Cm= 495 kg/m²

Cv= 400 kg/m²

Se analizará para un 1m de ancho

Cm: 495 kg/m² ; Cv: 400 kg/m²

$W_{UD} = 1,4(495) = 693 \text{ kg/m}^2$, $W_{UL} = 1,7(400) = 680 \text{ kg/m}^2$

$W_U = W_{UD} + W_{UL} = 1373 \text{ kg/m}^2$

b) Determinar los momentos de flexión

La Norma E.060 en su artículo 13.7 establece el método de los coeficientes para calcular los momentos y cortantes para losas aligeradas en dos sentidos, la cual establece las siguientes expresiones:

$$M_a = C_a W_u A^2 \quad (29)$$

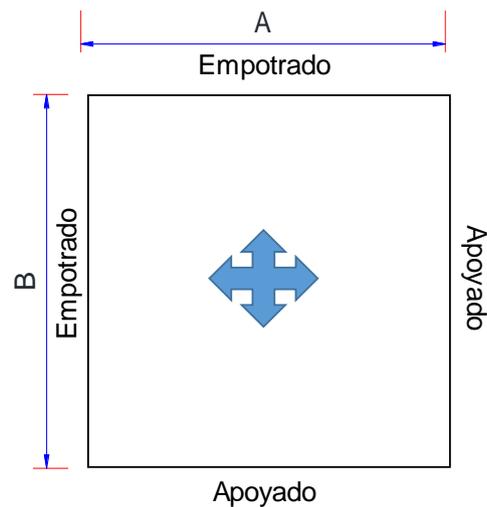
$$M_b = C_b W_u B^2 \quad (30)$$

Las tablas de coeficientes presentan varios casos, en nuestra estructura el aligerado bidireccional se encuentra rodeado de otros aligerados, la cual presenta tres tipos de casos, además la relación entre los lados (m) es la relación de la luz menor entre la luz mayor, pues los paños son cuadrados, teniendo esto claro, se determinan los coeficientes para cada caso.

Analizar el paño N°1 caso 4 de las tablas del método de coeficientes, ver Figura 19.

Figura 19

Paño N°1 (Caso 4)



- **Momentos negativos**

Donde “m” es la relación de la luz menor entre la luz mayor.

$$m = A/B = 4,70 \text{ m} / 4,70 \text{ m} = 1,00$$

De las tablas 13.1 de la norma E060 se obtendrá los coeficientes de momentos de C_a y C_b con relación entre los lados “m” sería 1,00 teniendo esto claro se determina.

Coef. Ca (-) 1,00 0,050 Coef. Cb (-) 1,00 0,050

$$MA (-) = Ca \times Wu \times A^2 = 0,050 \times 1373 \times 4,70^2 = 1516,48 \text{ kg-m}$$

$$MB (-) = Cb \times Wu \times B^2 = 0,050 \times 1373 \times 4,70^2 = 1516,48 \text{ kg-m}$$

- **Momentos positivos**

De las tablas 13.2, 13.3 de la norma E060 se obtendrá los coeficientes de momentos de Ca y Cb con relación entre los lados "m", teniendo esto claro se determina.

Carga Muerta			Carga Viva		
Coef. CaD (+)	1,00	0,027	Coef. CaL (+)	1,00	0,032
Coef. CbD (+)	1,00	0,027	Coef. CbL (+)	1,00	0,032

$$MA (+) = (CaD \times WuD + CaL \times WuL) A^2 = (0,027 \times 693 + 0,032 \times 680) 4,70^2 = 894,00 \text{ kg-m}$$

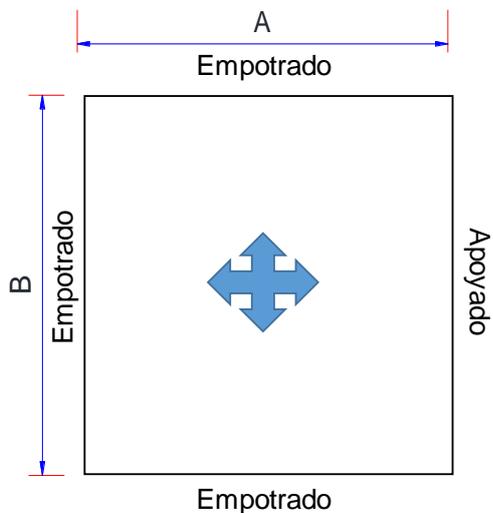
$$MB (+) = (CbD \times WuD + CbL \times WuL) B^2 = (0,027 \times 693 + 0,032 \times 680) 4,70^2 = 894,00 \text{ kg-m}$$

Resumen del paño n° 01

Dirección	Diseño a 1m			Diseño a 0,40m			Unidad
	Inicio (-)	Medio (+)	Final (-)	Inicio (-)	Medio (+)	Final (-)	
A : Y-Y	298,00	894,00	1 516,48	119,20	357,60	606,59	kg-m
B : X-X	298,00	894,00	1 516,48	119,20	357,60	606,59	kg-m

Analizar el paño N°2 caso 9 de las tablas del método de coeficientes, ver figura 20.

Figura 20
Paño N° 2 (caso 9)



• **Momentos negativos**

Donde “m” es la relacion de la luz menor entre la luz mayor.

$$m = A/B = 4,70 \text{ m} / 4,70 \text{ m} = 1,00$$

Coef. Ca (-)	1,00	0,061	Coef. Cb (-)	1,00	0,033
--------------	------	-------	--------------	------	-------

$$MA (-) = Ca \times Wu \times A^2 = 0,061 \times 1.373 \times 4,70^2 = 1\ 850,10 \text{ kg-m}$$

$$MB (-) = Cb \times Wu \times B^2 = 0,033 \times 1.373 \times 4,70^2 = 1\ 000,88 \text{ kg-m}$$

• **Momentos positivos**

Carga Muerta			Carga Viva		
Coef. CaD (+)	1,00	0,023	Coef. CaL (+)	1,00	0,030
Coef. CbD (+)	1,00	0,020	Coef. CbL (+)	1,00	0,028

$$MA (+) = (CaD \times WuD + CaL \times WuL) A^2 = (0,023 \times 693 + 0,030 \times 680) 4,70^2 = 802,73 \text{ kg-m}$$

$$MB (+) = (CbDxWuD + CbLxWuL) B^2 = (0,020 \times 693 + 0,028 \times 680)4,70^2 = 726,76 \text{ kg-m}$$

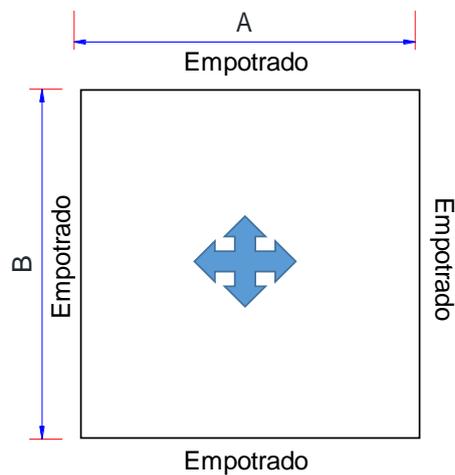
Resumen del paño n° 02

	Diseño a 1m			Diseño a 0,40m			
Dirección	Inicio (-)	Medio (+)	Final (-)	Inicio (-)	Medio (+)	Final (-)	Unidad
A : Y-Y	1 850,10	802,73	1 850,10	740,04	321,09	740,04	kg-m
B : X-X	242,25	726,76	1 000,88	96,90	290,70	400,35	kg-m

Analizar el paño N°7 caso 2 de las tablas del método de coeficientes, ver Figura 21.

Figura 21

Paño N° 7 (caso 2)



- **Momentos negativos**

Donde "m" es la relación de la luz menor entre la luz mayor.

$$m = A/B = 4,70 \text{ m} / 4,70 \text{ m} = 1$$

$$\text{Coef. } Ca (-) \quad 1,00 \quad 0,045 \quad \text{Coef. } Cb (-) \quad 1,00 \quad 0,045$$

$$MA (-) = Ca \times Wu \times A^2 = 0,045 \times 1373 \times 4,70^2 = 1\,364,83 \text{ kg-m}$$

$$MB (-) = Cb \times Wu \times B^2 = 0,045 \times 1373 \times 4,70^2 = 1\,364,83 \text{ kg-m}$$

- **Momentos positivos**

Carga Muerta			Carga Viva		
Coef. CaD (+)	1,00	0,018	Coef. CaL (+)	1,00	0,027
Coef. CbD (+)	1,00	0,018	Coef. CbL (+)	1,00	0,027

$$MA (+) = (CaDxWuD + CaLxWuL) A^2 = (0,018 \times 693 + 0,027 \times 680)4,70^2 = 681,12 \text{ kg-m}$$

$$MB (+) = (CbDxWuD + CbLxWuL) B^2 = (0,018 \times 693 + 0,027 \times 680)4,70^2 = 681,12 \text{ kg-m}$$

Resumen del paño n° 07

Dirección	Diseño a 1m			Diseño a 0,40m			Unidad
	Inicio (-)	Medio (+)	Final (-)	Inicio (-)	Medio (+)	Final (-)	
A : Y-Y	1 364,83	681,12	1 364,83	545,93	272,45	545,93	kg-m
B : X-X	1 364,83	681,12	1 364,83	545,93	272,45	545,93	kg-m

Resultados obtenidos por la memoria de cálculo se obtuvo los momentos últimos a una distancia de 0.40 m: Mu positivo (+) y Mu negativo (-).

Resumen de momentos último de la losa

Diseño en cada vigueta a 0.40 m

Paño	Dirección	Inicio (-) kg-m	Medio (+) kg-m	Final (-) kg-m
N° 01 (caso 4)	A : E-F	119,20	357,60	606,59
	B : 1-2	119,20	357,60	606,59
N° 02 (caso 9)	A : D-E	740,04	321,09	740,04
	B : 1-2	96,90	290,70	400,35
N° 07 (caso 2)	A : C-D	545,93	272,45	545,93
	B : 2-3	545,93	272,45	545,93

c) Diseño por flexión

- **Acero mínimo**

Se busca que el acero diseñado tenga un momento resistente mayor al momento de agrietamiento por lo que la norma E.060 nos indica considerar la cuantía mínima, para calcular el área de acero mínimo necesarios para esa sección.

$$A_{smin} = 0,7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} b w d \quad (31)$$

Aplicando la ecuación 31 calculamos el acero mínimo:

$$A_{smin} = 0,7 \frac{\sqrt{210kg/cm^2}}{4 \ 200kg/cm^2} 10cm \times 17cm = 0,41 \text{ cm}^2$$

- **Acero máximo**

Para la cuantía máxima según la norma E.060 nos indica que se deberá considerar el 75% de la cuantía balanceada.

$$p_{m\acute{a}x} \leq 0,75p_b$$

$$A_{smax} = 0,75p_b b d \quad (32)$$

$$A_{smax} = 0,75 \times 0,02125 \times 10 \times 17 = 2,71 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero de refuerzo de la losa**

Aplicando la ecuación 33 calculamos la cuantía, luego de obtener el cálculo de la cuantía se aplica en la ecuación 34 y se obtendrá el cálculo del área del acero para el refuerzo principal en los momentos ultimo negativos y positivos requeridos por la losa.

$$g = \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \times M_{ux} 10^2}{0,9 \times f_c \times b \times d^2}}}{1,18} \right) \quad (33)$$

$$A_s = g \times b \times d \quad (34)$$

Resultado de área de acero

Paño	Dirección	Inicio (-) kg-m	Medio (+) kg-m	Final (-) kg-m	Cuantía (g)	Área (As) Cm ²	Acero Requerido
N° 01	A : E-F	119,20	357,60	606,59	0,0011	0,19	1Ø 3/8
(caso 4)	B : 1-2	119,20	357,60	606,59	0,0008	0,54	1Ø 3/8
N° 02	A : D-E	740,04	321,09	740,04	0,0074	1,26	1Ø 1/2
(caso 9)	B : 1-2	96,90	290,70	400,35	0,0038	0,65	1Ø 3/8
N° 07	A : C-D	545,93	272,45	545,93	0,0053	0,90	1Ø 1/2
(caso 2)	B : 2-3	545,93	272,45	545,93	0,0053	0,90	1Ø 1/2

d) Diseño por corte

La Norma E.060 en su artículo 13.7.4, establece las ecuaciones y las tablas para los coeficientes de las fuerzas cortantes actuantes.

$$V_u = W_u \left(\frac{A}{2} - d \right) \left(1,0 - 0,5 \frac{A}{B} \right) \quad (35)$$

$$V_u = 549,2 \left(\frac{4,70}{2} - 0,17 \right) \left(1,0 - 0,5 \frac{4,70}{4,70} \right) = 598,63 \text{ kg}$$

Fuerza cortante como vigueta

$$\phi V_c = 0,85 \times 1,1 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times b \times d \quad (36)$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 1,1 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1\,109,8 \text{ kg}$$

por lo tanto, la verificación a diseño de corte $\phi V_c > V_u$ cumple como lo indica en la norma.

e) Corte y doblado de refuerzo

El acero de refuerzo se deberá cortar, con el fin de tener un diseño económico, en las zonas donde ya no sea necesario, obteniéndose de esta forma los denominados bastones. Esto tendrá una determinada dimensión de acuerdo a su longitud de anclaje. Para el corte de varillas se siguió algunas recomendaciones prácticas, se verifico que dichas longitudes se extiendan más allá del punto teórico de corte según sea:

Para momentos negativos: $L/4$ o $L/5 + d$

Para momentos positivos: $L/6$ o $L/7$

f) Determinando el acero de temperatura

En la norma E.060 indica la cuantía mínima que es de 0.0018 para el diseño de acero de temperatura, reemplazando la ecuación 37 se obtendrá:

$$A_{smin} = 0,0018 b d \quad (37)$$

$$A_{smin} = 0,0018 \times 100 \times 5 = 0,90 \text{ cm}^2$$

Se tomará $1\emptyset 1/4 = 0,32 \text{ cm}^2$.

El espaciamiento será:

$$S = \frac{100Ab}{A_{st}} \quad (38)$$

$$S = \frac{100 \times 0,32}{0,90} = 35,6$$

Verificación del S_{max} es de $5h$ o 45 cm de esta manera se elige el menor. Para el caso del problema: $5h = 5 \times 5 = 25 \text{ cm}$, por lo tanto, se utilizará: $\emptyset 1/4 @ 25 \text{ cm}$.

4.5.2. Diseño de Vigas

Para el diseño de viga, se consideró la viga más forzada, viga $25 \times 50 \text{ cm}$ ubicada en el eje C entre 3-4.

$$bw = 25cm$$

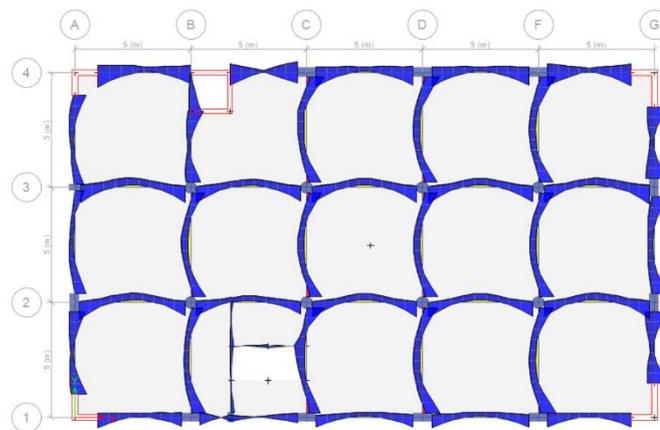
$$h = 50cm$$

$$d = 50 - 6 = 44cm$$

$$f'c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad , \quad fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

Figura 22

Vista en planta del diagrama de momentos



a) Refuerzo por flexión

- **Acero mínimo**

Para evitar el agrietamiento que puedan ocurrir en la viga, el reglamento ACI 318-14 nos indica que el acero mínimo se utilizara el mayor de las siguientes ecuaciones:

$$As_{min} = \frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{fy} x bw x d \quad \text{ó} \quad As_{min} = \frac{14}{fy} x bw x d \quad (39)$$

$$As_{min} = \frac{0,80 * \sqrt{210}}{4200} x 25 x 44 = 3,03cm^2 \quad \text{ó} \quad As_{min} = \frac{14}{4200} x 25 x 44 = 3,6cm^2$$

$$As_{min} = 3,60 cm^2$$

- **Acero máximo**

Para la cuantía máxima la norma E.060 nos indica que esta debe de ser el 75% de la cuantía balanceada.

$$p_{m\acute{a}x} \leq 0,75p_b$$

Aplicando semejanza de triángulos en el diagrama de deformaciones se obtendrá:

$$\frac{0,003}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c}$$

Donde $c=c_b$ reemplazando por equilibrio en el diagrama de fuerzas se obtendrá:

$$p_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = p_b \times b \times x$$

Donde:

Reemplazando la ecuación 32 calculamos el acero máximo:

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0,75 \times \frac{0,85 \times 210 \times 0,85}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) \times 25 \times 44$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 17,53 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero en flexión (momento positivo):

$$M_u (+) = 81\,8951,01 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$M_u (-) = 1\,117\,415,17 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Para hallar la cuantía reemplazaremos el M_u en la siguiente ecuación:

$$K_u = \frac{M_u}{b w \times d^2} \quad (40)$$

$$K_u = \frac{818\,951,01 \text{ kg} - \text{cm}}{25\text{cm} \times (44\text{cm})^2}$$

$$K_u = 16,92 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 14

Cuantía vs K_u para el valor de $K_u=16,92$

Diseño por flexión

Pho (%)	K_u
0,48	17,11
0,46	16,44

Nota: Diseño estructural en concreto armado

Realizando:

$$\frac{0,48\% - 0,46\%}{0,48\% - x\%} = \frac{17,11 - 16,44}{17,11 - 16,92}$$

$$p = 0,00466$$

$$A_s = 0,00466 \times 25 \times 44$$

$$A_s = 5,13 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$$

Cálculo de acero en flexión (momento negativo):

$$M_u (-) = 1112486,43 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Para hallar la cuantía reemplazaremos el M_u en la siguiente formula:

$$K_u = \frac{M_u}{b_w \times d^2}$$

$$K_u = \frac{1\,112\,486,43 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{25\text{cm} \times (44\text{cm})^2}$$

$$K_u = 22,93 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 15

Cuantía vs K_u para un valor de $K_u=22,93$

Diseño por flexión	
Pho (%)	K_u
0,66	23,00
0,64	22,37

Realizando una interpolación:

$$\frac{0,66\% - 0,64\%}{0,66\% - x\%} = \frac{23,00 - 22,37}{23,00 - 22,93}$$

$$p = 0,0065$$

Área de acero:

$$A_s = 0,0065 \times 25 \times 44$$

$$A_s = 7,15 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 5/8''$$

b) Diseño por corte

Se verifica el diseño de secciones transversales sometidas a fuerzas cortantes con siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = 13\,292,6 \text{ kg}$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 44$$

$$V_c = 8448,47 \text{ kg}$$

Se hallará la resistencia a la corte absorbida por el concreto es menor que la resistencia requerida ó cortante actuante, por lo que se necesitó la resistencia al corte del acero $v_s < v_{smax}$.

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

$$V_s = \frac{13\,292,6}{0,9} - 8\,448,47$$

$$V_s = 6\,321,08 \text{ kg}$$

$$V_{smax} = \phi 2,1 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_{smax} = 0,9 \times 2,1 \times \sqrt{210} \times 25 \times 44$$

$$V_{smax} = 30\,127,57 \text{ kg}$$

$$V_s < V_{smax}$$

$$6\,321,08 < 30\,127,57 \text{ (CUMPLE)}$$

4.5.3. Diseño de Columna

Se diseñará la columna central que es una de las más forzadas de diámetro 0,50 m ubicada en el eje 2-2.

a) Columna circular $d=50 \text{ cm}$

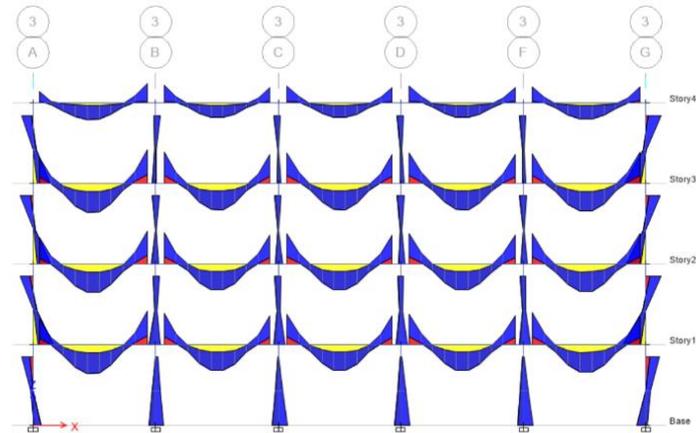
$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad , \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$d = 50 - 6 = 44 \text{ cm}$$

$$A_g = 1963\text{cm}^2$$

Figura 23

Diagrama de momentos, vista de elevación



Nota: Diagrama de momentos obtenidos mediante el programa etabs.

- **Diseño por flexión**

La norma de concreto armado E060 nos dice que la cuantía mínima que llevara las columnas es del 1% y el máximo del 4%.

Área de la columna: $d = 50 = 1\,963,50\text{ cm}^2$.

$$p_{min.} : 1\% \quad , \quad p_{max.} : 4\%$$

Área del refuerzo mínimo:

$$A_{smín} = p \times \text{Area total de la sección}$$

$$A_{smín} = 0,01 \times 1963,50 = 19,63\text{cm}^2$$

Área del refuerzo máximo:

$$A_{smáx} = p \times \text{Area total de la sección}$$

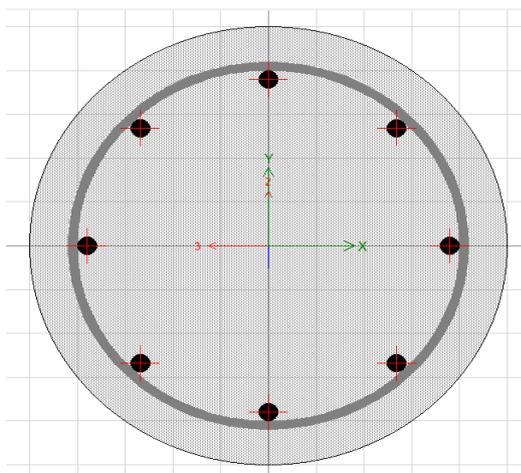
$$A_{smáx} = 0,04 \times 1963,50 = 78,54\text{cm}^2$$

Se utilizará el acero mínimo para el diseño de la columna el cual se verificará por medio del programa etabs a la vez obtendremos las cargas ejercidas en el elemento estructural del programa etabs como se puede ver en la tabla 16:

$$A_s = 4\emptyset 3/4" + 4\emptyset 5/8" = 19,44 \text{ cm}^2$$

Figura 24

Distribución del acero columna C-1.



Nota: Se colocará acero de $4\emptyset 5/8" + 4\emptyset 3/4"$.

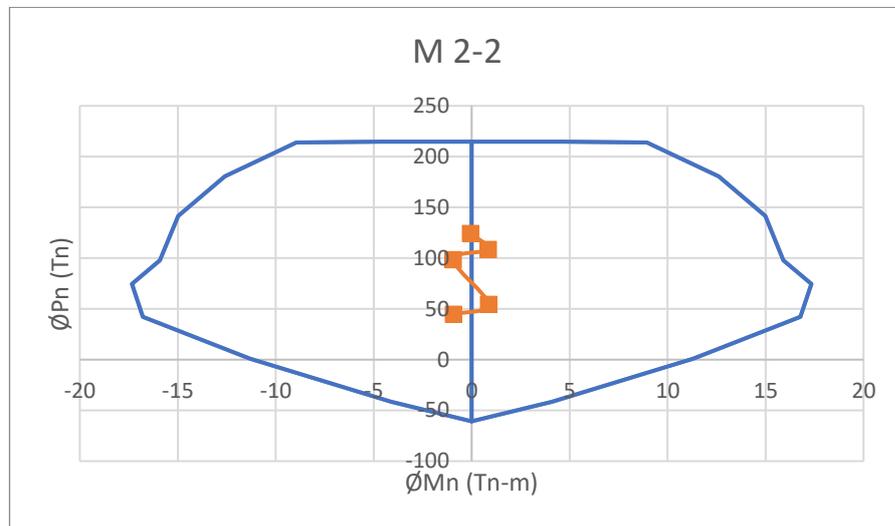
Tabla 16

Cargas en la C-1 ubicados entre los ejes 2-2 y eje c-c

CARGA	P(ton)	Mx(tonf-m)	My(tonf-m)	Vx(ton)	Vy(ton)
Carga muerta (CM)	55,103	0,228	-0,037	0,0178	0,276
Carga viva (CV)	27,67	0,203	0,004	0,0255	0,211
Carga Sísmica (Sx)	4,95	1,548	3,822	1,723	0,828
Carga Sísmica (Sy)	5,81	4,207	4,207	0,673	2,011

Tabla 17*Momento último en eje*

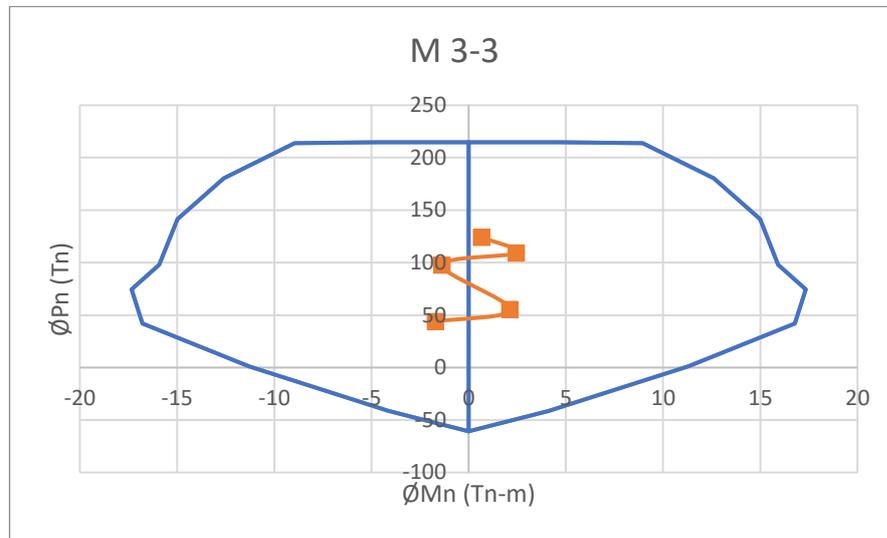
Combinaciones de carga	Pu (ton)	Mux (tonf-m)	Mn(tonf-m)
1,4CM+1,7CV	124,183	0,664	17,169
1,25CM+1,25CV+Sx	108,416	4,745	17,512
1,25CM+1,25CV-Sx	98,516	-3,668	15,945
0,9CM+Sx	54,542	4,412	15,846
0,9CM-Sx	44,642	-4,001	15,534

Figura 25*Diagrama de interacción en la dirección X***Tabla 18***Momento último en eje Y*

Combinaciones de carga	Pu (ton)	Muy (tonf-m)	Mn(tonf-m)
1,4CM+1,7CV	124,183	-0,045	17,235
1,25CM+1,25CV+Sy	106,276	3,780	16,783
1,25CM+1,25CV-Sy	100,276	-3,863	15,913
0,9CM+Sy	52,402	3,788	15,854
0,9CM-Sy	46,782	-3,855	15,841

Figura 26

Diagrama de interacción en la dirección Y



- **Diseño por corte**

La cortantes se calculará por medio de los momentos nominales obtenidos del programa Etabs.

La cortante última se halla con la siguiente fórmula 41.

$$Vu = \frac{Mn x + Mn y}{Ln} \quad (41)$$

$$Vu = \frac{17,169 + 17,235}{3,30} = 15,208 \text{ tonf}$$

Para hallar la resistencia del concreto por corte se reemplazará la siguiente fórmula 42.

$$Vc = 0,53 x \sqrt{f'c} x bw x d x \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) \quad (42)$$

Donde:

Nu: Carga axial última

Ag: Área bruta de la columna

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 1385 \times \left(1 + \frac{124,186 \times 1000}{140 \times 1963,49}\right) = 15,44 \text{ tnf}$$

La contribución del acero está dada por la siguiente formula:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (43)$$

$$V_{ud} = 15,208 * \frac{0,5 * 3,1 - (0,42)}{0,5 * 3,1} = 11,08 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 15,44 = 13,12 \text{ Tnf} > V_{ud} \text{ Ok}$$

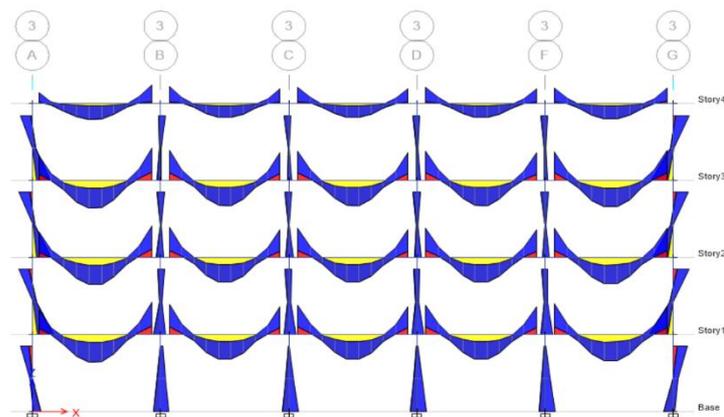
b) Columna cuadrada

Como existen dos secciones se diseñará la columna rectangular de dimensiones 40 x 80.

$$\begin{aligned} bw &= 40 \text{ cm} & f'c &= 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad fy = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ h &= 80 \text{ cm} & Ag &= 40 \times 80 = 3\,200 \text{ cm} \\ d &= 80 - 6 = 74 \text{ cm} \end{aligned}$$

Figura 27

Diagrama de momentos, vista de elevación



- **Refuerzo por flexión**

La norma de concreto armado E 060 nos dice que la cuantía mínima que llevara las columnas es del 1% y el máximo del 4%.

Área de la columna: $A_g = 3200 \text{ cm}^2$.

$$p_{\min.}: 1\% \quad , \quad p_{\max.}: 4\%$$

Área del refuerzo mínimo:

$$A_{s\min} = p \times \text{Area total de la sección}$$

$$A_{s\min} = 0,1 \times 3200 = 320,00 \text{ cm}^2$$

Área del refuerzo máximo:

$$A_{s\max} = p \times \text{Area total de la sección}$$

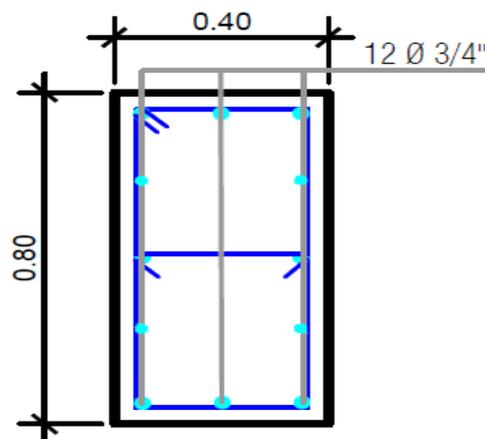
$$A_{s\max} = 0,04 \times 3200 = 128,00 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el acero mínimo para el diseño y se verificará por medio del programa ETABS:

$$A_s = 12 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4 = 34,08 \text{ cm}^2$$

Figura 28

Distribución del acero en la columna C-2



Nota. Se colocará acero de $12 \emptyset 3/4$.

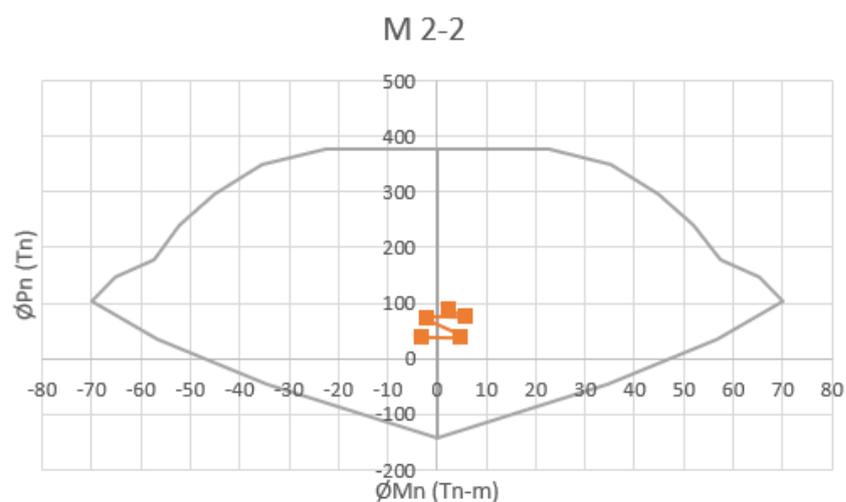
Tabla 19*Cargas en la C-2 ubicados entre los ejes 1-1 y eje C-C*

CARGA	P(ton)	Mx(tonf-m)	My(tonf-m)	Vx(ton)	Vy(ton)
Carga muerta (CM)	43,611	-0,347	0,863	0,727	0,09
Carga viva (CV)	16,488	-0,152	0,537	0,473	-0,043
Carga Sísmica (Sx)	4,95	1,548	3,822	1,723	0,828
Carga Sísmica (Sy)	5,81	4,207	4,207	0,673	2,011

- **Diseño por flexocompresión**

Tabla 20*Momento último en eje X*

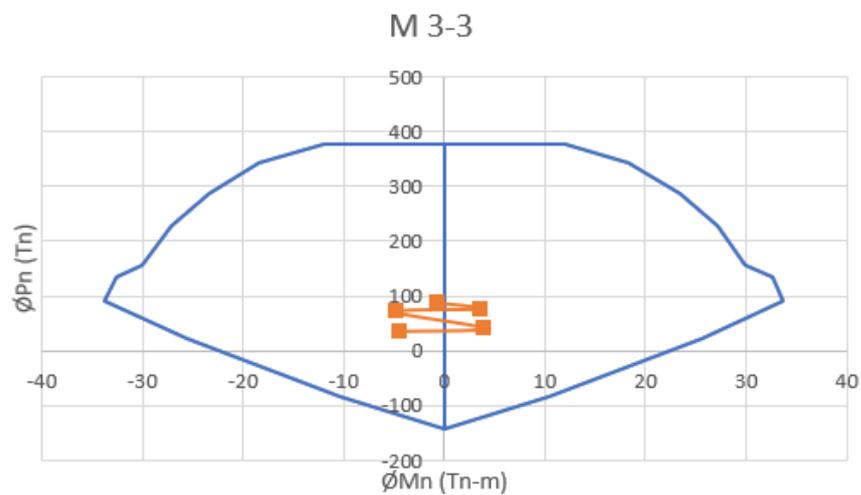
Combinaciones de carga	Pu (ton)	Mux (tonf-m)	Mn(tonf-m)
1,4CM+1,7CV	89,085	2,121	68,32
1.25CM+1,25CV+Sx	76,343	5,572	64,20
1,25CM+1,25CV-Sx	73,903	-2,072	63,25
0,9CM+Sx	40,469	4,598	56,30
0,9CM-Sx	38,029	-3,045	53,20

Figura 29*Diagrama de interacción en la dirección X*

Nota: Diagrama de interacción de la columna C-2 en la dirección X.

Tabla 21*Momento último en eje Y*

Combinaciones de carga	Pu (ton)	Muy (tonf-m)	Mn(tonf-m)
1,4CM+1,7CV	89,085	-0,744	32,35
1,25CM+1,25CV+Sy	77,934	3,583	31,12
1,25CM+1,25CV-Sy	72,314	-4,831	28,74
0,9CM+Sy	42,059	3,894	25,36
0,9CM-Sy	36,439	-4,519	23,35

Figura 30*Diagrama de interacción en la dirección Y*

Nota: Diagrama de interacción de la columna C-2 en la dirección Y

- **Diseño por cortante**

La cortantes se calculará por medio de los momentos nominales obtenidos del programa Etabs.

La cortante última se halla con la siguiente fórmula.

$$Vu = \frac{Mn x + Mn y}{Ln}$$

$$Vu = \frac{68,32 + 32,35}{3,30} = 30,506 \text{ tonf}$$

Para hallar la resistencia del concreto por corte se reemplazará la siguiente formula:

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d \times \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right)$$

Donde:

Nu: Carga axial última

Ag: Área bruta de la columna

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 74 \times \left(1 + \frac{89,08 \times 1000}{140 \times 3200}\right) = 29,464 \text{ tnf}$$

La contribución del acero está dada por la siguiente formula:

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

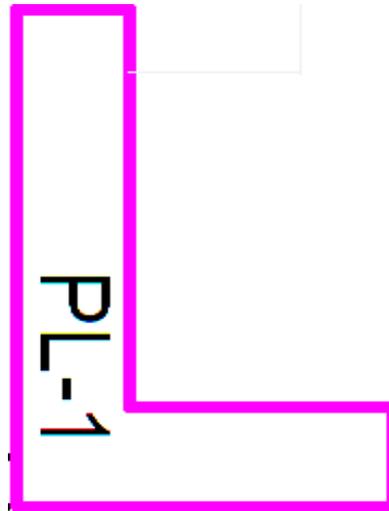
La fuerza cortante que debe asumir el acero es:

$$V_s = \frac{30,506}{0,85} - 29,464 = 6,42 \text{ ton}$$

4.5.4. Diseño de placas

a) Diseño por flexocompresión

- Altura total de la placa : 13,20 m
- Longitud de la placa : 2,50 m
- Espesor de la placa : 0,25 m
- Concreto f'c : 210Kg/cm²
- Límite de fluencia del acero : 4 200Kg/cm²

Figura 31*Vista en planta del muro PL-1*

Se determinará si la placa se comportara como un muro esbelto o un muro corto:

$$\left(\frac{h}{l}\right) = \frac{13,20 \text{ m}}{2,50 \text{ m}} = 5,28 > 1$$

La relación nos da un valor mayor a 1, lo cual indica que el muro es esbelto, por lo tanto, se diseñará como tal.

Tabla 22*Fuerzas cortantes en la base de la placa PL-1*

Carga	P(ton)	Vx(ton)	Vy(ton)	Mx(tonf-m)	My(tonf-m)
Carga muerta (CM)	40,49	-1,39	0,02	-4,21	6,90
Carga viva (CV)	9,76	-0,55	-0,04	-1,55	3,16
Carga Sísmica (Sx)	8,92	8,35	6,74	47,24	31,73
Carga Sísmica (Sy)	9,76	23,44	6,79	118,72	39,88

Tabla 23*Combinación de carga en la base de la placa PL-1*

Combinaciones de carga	Pu (ton)	Vux (ton)	Vuy (ton)
1,4CM+1,7CV	73,28	-2,88	-0,03
1,25CM+1,25CV+Sx	71,74	5,91	6,72
1,25CM+1,25CV-Sx	53,89	-10,77	-6,75
1,25CM+1,25CV+Sy	72,58	21,01	6,77
1,25CM+1,25CV-Sy	53,05	-25,87	-6,81
0,9CM+Sx	45,36	7,09	6,76
0,9CM-Sx	27,52	-9,59	-6,71
0,9CM+Sy	46,21	22,19	6,81
0,9CM-Sy	26,67	-24,69	-6,76

- **En la dirección X**

Mx

Altura del muro $hm = 13,20m$

Longitud del muro $lm = 1,00m$

Espesor del muro $e = 0,25m$

$$\frac{hm}{lm} = \frac{13,20m}{1,00m} = 13,20 > 2,5 \rightarrow \alpha = 0,53$$

$$\phi V_c = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times (0,8 \times 100 \times 25) \times (0,53) \sqrt{210} = 13056,38 \text{ Kg} \approx 13,05 \text{ ton}$$

$$\text{Si: } \frac{\phi V_c}{2} < Vu \rightarrow \rho_{vertical} = 0,0025$$

(Del análisis realizado) $Vux = 25,87 \text{ tn} > 6,528 \text{ tn}$

Por lo tanto $\rho_{vertical} = 0,0025$

$$A_s = 0,0025 \times 25 \times 100 = 6,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{\text{vertical}} = \frac{0,71}{3,125} = 0,20$$

→ El acero vertical colocado será doble malla de $\emptyset 3/8'' @ 0,20\text{m}$

• En la dirección Y

My

$$hm = 13,20\text{m} \quad lm = 1,50\text{m} \quad e = 0,25\text{m}$$

$$\frac{hm}{lm} = \frac{13,20\text{m}}{1,50\text{m}} = 8,08 > 2,5 \rightarrow \alpha = 0,53$$

$$\phi V_c = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times (0,8 \times 150 \times 25) \times (0,53) \sqrt{210} = 25439,43 \text{ Kg} \approx 25,44 \text{ ton}$$

Por lo tanto, el acero colocado será de:

$$\text{Si : } \frac{\phi V_c}{2} < V_u \quad \rightarrow \rho_{\text{horizontal}} = 0,0025$$

(Del análisis realizado) $V_{uy} = 39,88 \text{ tn} > 14,75 \text{ tn}$

Por lo tanto $\rho_{\text{vertical}} = 0,0025$

$$A_s = 0,0025 \times 25 \times 100 = 6,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S = \frac{0,71}{3,125} = 0,22$$

→ El acero horizontal colocado será de $\emptyset 3/8'' @ 0,20\text{m}$

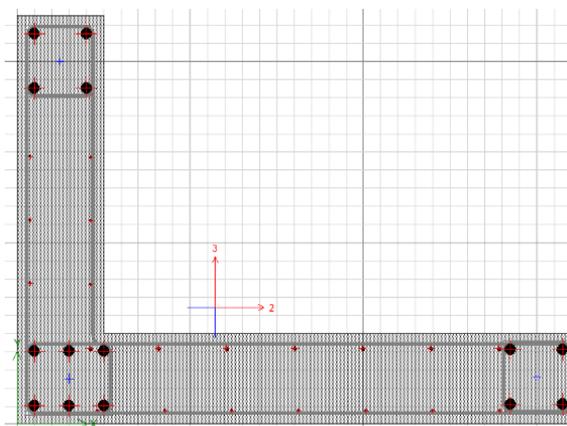
Con el software Etabs, diseñamos la placa con los aceros mínimos de cuantía obteniendo su distribución como indica la Figura 32.

Para el muro PL-1 se consideró en los extremos $4\varnothing 1/2'' @ 0,15m$.

Con la distribución correspondiente como se muestra en la siguiente figura se obtiene los diagramas de interacción el cual nos mostrara si los aceros colocados son suficientes para soportar los momentos obtenidos en la placa.

Figura 32

Acero en el muro PL-1



En la tabla 24 se aprecian los datos obtenidos del análisis sísmico para la placa PL-1 como son las cargas axiales, momentos flectores y cortantes.

Tabla 24

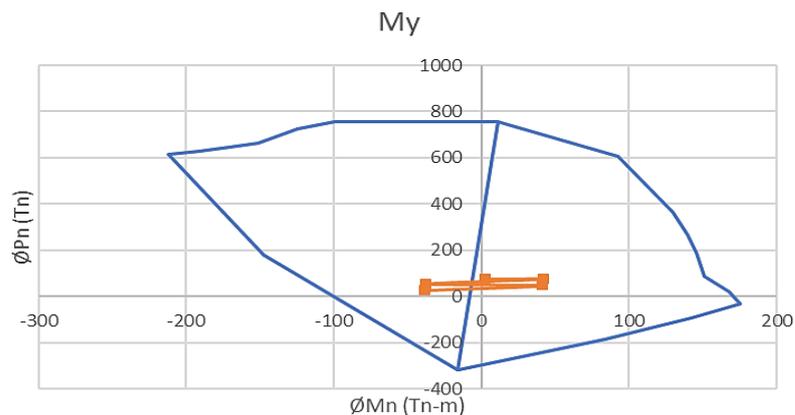
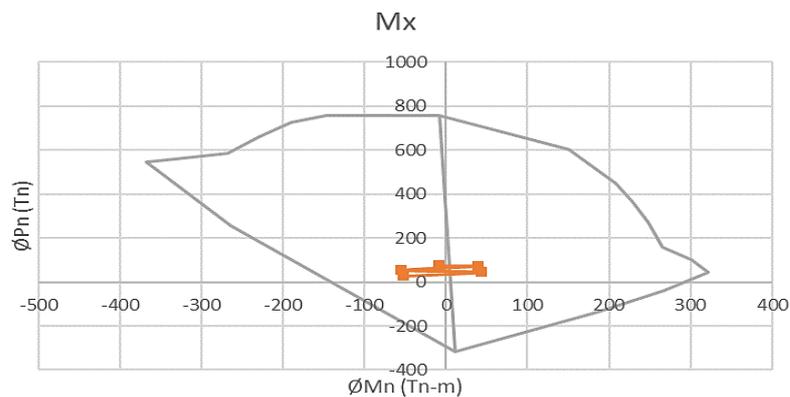
Cargas en el primer piso del muro PL-1

Nivel	Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
Primero	MUERTA (CM)	40,49	-1,38	0,02	-4,21	1,55
Primero	VIVA (CV)	9,76	0,55	-0,04	-1,55	0,53
Primero	SISMO XX (SX)	8,89	8,34	6,73	47,24	31,73
Primero	SISMO YY (SY)	9,76	23,44	6,79	118,72	39,88

Se realizará las combinaciones de cargas que indican la norma E.060 para la placa PL-1.

Tabla 25*Fuerzas y momentos últimos en el muro PL-1*

Combinación	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
1,4CM+1,7CV	73,28	-2,88	-2,88	-8,54	3,08
1,25(CM+CV)+SX	71,74	5,91	5,91	40,02	34,33
1,25(CM+CV)-SX	53,89	-10,77	-10,77	-54,45	29,12
1,25(CM+CV)+SY	72,58	21,01	6,77	111,50	42,48
1,25(CM+CV)-SY	53,05	-25,87	-6,81	-125,95	-37,27
0,9CM+SX	45,36	7,09	6,76	43,44	33,12
0,9CM-SX	27,52	-9,59	-6,71	-51,03	-30,33
0,9CM+SY	46,21	22,19	6,81	114,92	41,27
0,9CM-SY	26,61	-24,69	-6,76	-122,51	-38,48

Figura 33*Diagrama de interacción en la dirección Y, PL-1***Figura 34***Diagrama de interacción en la dirección X, PL-1*

En la figura 33 y 34 se puede apreciar que en el diagrama de interacción los aceros colocados mediante el programa son suficientes para los momentos obtenidos.

a) Diseño por cortante

Utilizamos la fórmula:

$$Vu = Vua \times \frac{Mn}{Mua}$$

En la dirección X:

$$Vua = 25,87 \text{ ton} ; Mua = 125,9 \text{ ton} - m ; Mn = 152,60 \text{ ton} - m \text{ (del analisis)}$$

$$\text{Reemplazando en la fórmula: } Vu = 31,35 \text{ tn}$$

Calculamos el cortante nominal con la siguiente condición $Vn = Vc + Vs$

$$Vc = 0,53 * \sqrt{210} * 20 * 120 = 18,43 \text{ tn}$$

$$Vs = \frac{Vu}{0,85} - 18,43 = 18,45 \text{ tn}$$

$$Vn = 21,81 + 18,45 = 40,26 \text{ tn}$$

$$d = 0,8(150) = 120 \text{ cm}$$

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} = \frac{0,5 * 4 200 * 120}{18,45 * 1000} = 13,65 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usaremos acero horizontal Ø8mm @0.15m

4.5.5. Diseño de Zapata

a) Diseño de zapata aislada

Para el diseño de la zapata correspondiente a la C-1 de diámetro 0,50, entre los ejes 2-2 y ejes C-C.

Tabla 26

Cargas de servicio de la columna C-1

CARGAS DE SERVICIO			
	Pn (ton)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)
CARGA MUERTA	55,103	0,228	-0,037
CARGA VIVA	27,67	0,203	0,004
SISMO X-X	4,95	1,548	3,822
SISMO Y-Y	5,81	4,207	4,207

- **Dimensionamiento por presión admisible**

Para el diseño de la cimentación al utilizar el sismo como parte del diseño se puede considerar un incremento del 30%.

Para obtener el área requerida se considerará un 5 % más a las cargas como aumentar el peso propio $\sigma_{adm} > 3kg/cm^2$.

$$A_{requerida} = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}} \quad (44)$$

$$A_{requerida} = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv}) + P_{cs}}{1,3 \sigma_{adm}} \quad (45)$$

Hallamos el área requerida:

$$A_{requerida} = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}} = \frac{(1,05)(55,103 + 27,67)}{31} = 2,80m^2$$

$$A_{requerida} = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv}) + P_{cs}}{1,3 \times \sigma_{adm}} = \frac{(1,05)(55,103 + 27,67) + 4,95}{1,3 \times 31}$$

$$A \text{ requerida} = 2,30 \text{ m}^2$$

Redondeando, zapatas cuadradas de : 1,60 x 1,60m

Para verificar los esfuerzos producidos debido a los momentos se considerará un peralte de 0,50m.

- **Verificación de los refuerzos**

Verificación Estática (CM y CV)

$$P \text{ propio} = 1,60 \times 1,60 \times 0,50 \times 2,40 = 3,072 \text{ tn}$$

El esfuerzo máximo se presentará en los extremos de la zapata y se calculará con la siguiente formula:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad (46)$$

$$\sigma = \frac{82,773 * 1000}{200 * 200} * \left(1 + \frac{6 * 9,7}{200}\right)$$

$$\sigma_{max} = 2,67 \frac{kg}{cm^2} \quad \sigma_{min} = 1,46 \frac{ton}{m^2}$$

$$\sigma_{adm} = 3,10 \frac{ton}{m^2} > 2,67 \frac{ton}{m^2} \text{ (CUMPLE)}$$

- **Verificación de corte por punzonamiento**

Cálculo de la resistencia requerida:

$$d = 50\text{cm}$$

$$C1 = d = 50\text{cm}$$

$$F = 1,5$$

$$Vu = \sigma u (A - A_o)$$

$$Vu = 1,5 * \left(\left(\left(\frac{2,67 + 1,46}{2} \right) * 200 * 200 \right) - \left(\left(\frac{2,34 + 1,79}{2} \right) * 90 * 90 \right) \right)$$

$$Vu = 107\,153,5 \text{ kg}$$

Se determina la resistencia de diseño ϕV_c

$$b_o = 2(D_x + D_y + 2d) = 2(50 + 50 + 2 * 40) = 3,60\text{m}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 1,1 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$\phi V_c = 0,85(1,1 * \sqrt{210} * 360 * 50) = 243\,889,87\text{Kg}$$

$$\phi V_c > Vu \text{ (CUMPLE)}$$

- **Verificación de corte por flexión unidireccional**

Dirección X-X

$$Vu = \sigma u * B * (m - d) = 1,5 * \left(\frac{2,67 + 2,46}{2} \right) * 200 * 35 = 26\,932,5 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,17 * \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) * \sqrt{f'c} * B * d$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,17 * \left(1 + \frac{2}{1} \right) * \sqrt{210} * 200 * 40 = 50\,256,2 \text{ Kg}$$

Dirección Y-Y

$$Vu = \sigma u * B * (n - d) = 1,5 * \left(\frac{2,67 + 1,46}{2} \right) * 200 * 35 = 21\,682,5 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,17 * \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) * \sqrt{f'c} * B * d$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,17 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * \sqrt{210} * 200 * 40 = 50\,256,2 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ (CUMPLE)}$$

- **verificación de corte por flexión unidireccional**

En ambos sentidos se tienen volados de la misma longitud por lo que se analizara en un sentido con 1 metro de ancho de referencia.

$$M_u = \frac{\sigma \times B(m^2)}{2} = \frac{26,70 \times (1)(0,75^2)}{2} = 7,50 \text{ tn} - m$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{750\,000}{100 \times 40^2} = 4,68$$

Tabla 27

Ku vs Cuantía para un valor de Ku=4,68

Diseño por flexión

Pho (%)	Ku
0,10	3,74
0,12	4,47
0,14	5,20
0,16	5,93
0,18	6,66
0,20	7,38
0,22	8,10

Interpolando:

$$\frac{0,14\% - 0,12\%}{0,14\% - x\%} = \frac{5,20 - 4,47}{5,20 - 4,68}$$

$$p = 0,0013$$

$$p_{min} = 0,0018$$

$$A_s = p_x b x d = 6,5 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{smin} = p_x b x d = 7,2 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

$$A_{smin} = p_x b x d = 14,4 \text{ cm}^2$$

Diámetro de acero $\phi = 5/8$

$$N = \frac{A_{st}}{A_b} = \frac{14,4}{1,99} = 8; S = \frac{2 - 0,15}{7} = 0,252 \rightarrow \phi \frac{5}{8} @ 25 \text{ cm}$$

4.6. Análisis Estructural usando losa bubble deck

4.6.1. Análisis Sísmico

Se realizará un análisis estático y dinámico considerando los parámetros que nos indica la norma E.030, Diseño sismo resistente.

Para el análisis dinámico de la estructura se utilizará el programa Etabs 2016 V.2.1, con el uso del espectro de aceleraciones se determinarán los desplazamientos máximos, periodos, fuerzas cortantes y momentos de acuerdo al sismo aplicado.

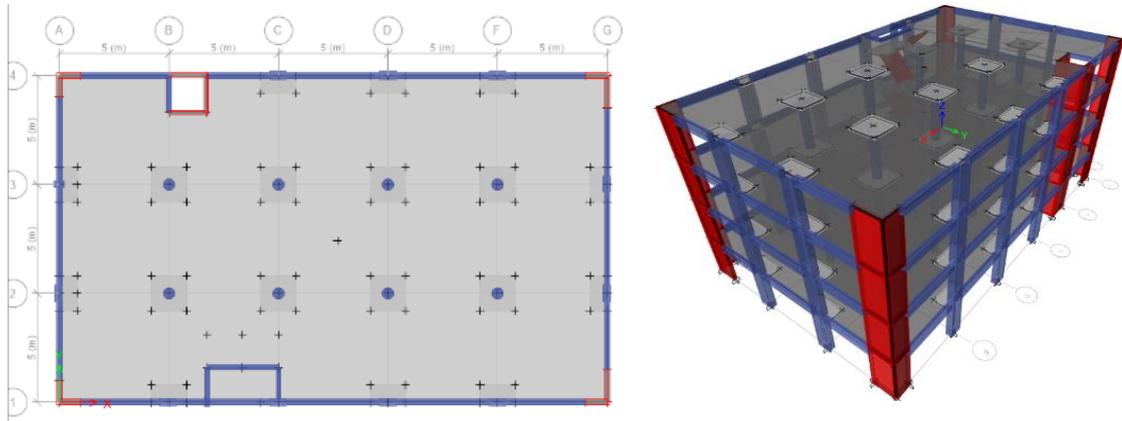
Modelo estructural

El edificio consta de 4 Pisos, con una altura de entre piso de 3,30 m, y altura total de 13,20 m de uso para restaurante.

Se usarán los mismos elementos verticales el anterior modelo, cambiando las vigas y analizando el sistema con una losa plana.

Figura 35

Vista en Planta y tridimensional de la estructura



a) Zonificación

La ubicación del proyecto es en la zona de Tacna, según la norma E030 no indica que para esta zona se utilizara un factor de $Z=0,45$.

b) Categoría de las edificaciones y factor de uso

El restaurante se encuentra como edificaciones comunes considerados en la categoría C, por lo que su factor de uso según la norma E.030 será de $U=1,00$.

c) Factor de amplificación sísmica

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo.

d) Factor de suelo

El sector nos indica que el suelo es un tipo de suelo S2 según la norma E.030 su factor de suelo será de $S=1,05$.

e) Sistema estructural

El sistema a utilizar será un sistema Dual, la tabla N^a 07 de la norma E.030-2018 nos indica un coeficiente de reducción R=7.

4.6.1.1. Análisis sísmico estático

El artículo 28 de la norma E.030-2018 define al análisis estático como las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

a) Periodo fundamental de vibración

En el artículo 28.4 de la norma E0.30-2018 se indica la siguiente expresión, que nos permite estimar el periodo de vibración de la edificación.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

C_T :60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Para ambas direcciones:

$$T = \frac{13,20}{60} = 0,22 \text{ s}$$

b) Fuerza cortante en la base

Reemplazando los valores mencionados en el ítem 4.4.2, la fuerza cortante en la base de la estructura se reducirá a la siguiente expresión:

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

$$V = \frac{0.45 \times 1.00 \times 2.5 \times 1.05}{7} \times P$$

$$V = 0.16875 \times P$$

c) Análisis de modos de vibración

Se considera 3 modos de vibración por nivel, considerando que nuestro proyecto tiene 4 niveles tendremos un total de 12 modos de vibración como esta en la Tabla 28 obtenidos del software ETABS.

Tabla 28

Periodos de vibración y relación de masa

Modo	Periodo (s)	Masa	Masa	% Masa	% Masa
		participativa X-X	participativa Y-Y	participativa X-X	participativa Y-Y
1	0,416	0,0095	0,7245	0,95	72,45
2	0,397	0,6180	0,0171	61,80	1,71
3	0,295	0,1331	0,0042	13,21	0,42
4	0,115	0,0021	0,1705	0,21	17,05
5	0,108	0,1480	0,0018	14,80	0,18
6	0,08	0,0003	0,0007	0,03	0,07
7	0,056	0,0015	0,0544	0,15	5,44
8	0,054	0,0592	0,0018	5,95	0,18
9	0,038	0,0014	0,0120	0,14	1,20
10	0,037	0,0014	0,0034	0,14	0,34
11	0,036	0,0175	0,0019	1,75	0,19
12	0,025	0,0003	0,0003	0,03	0,03

Según el artículo 29.1.2. de la norma E.030-2018, en cada dirección se consideran aquellos modos de vibración que sumadas las masas efectivas sea mayor del 90% de la masa total, para lo cual se toman en cuenta por lo menos tres modos predominantes en cada dirección de análisis como se ve en la Tabla 29 en el sentido X-X y la Tabla 30 en el sentido Y-Y.

Tabla 29*Modos de vibración predominantes en el sentido X-X*

Modo	Periodo (s)	% Masa participativa
2	0,397	61,80
3	0,295	13,31
5	0,108	14,80
8	0,054	5,95
TOTAL		95,86 %

Tabla 30*Modos de vibración predominantes en el sentido Y-Y*

Modo	Periodo (s)	% Masa participativa
1	0,416	72,45
4	0,115	17,05
7	0,056	5,44
TOTAL		94,94 %

4.6.1.2. Análisis sísmico dinámico

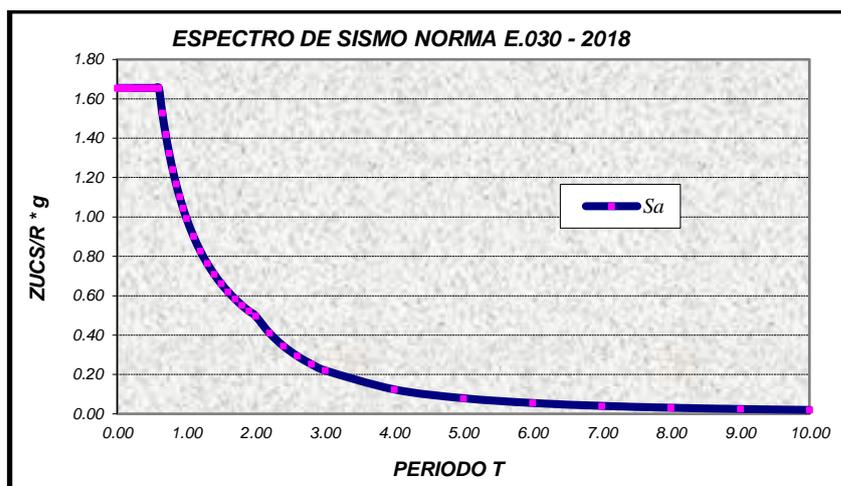
En el artículo 29 de la norma E0.30-2018 nos indica que la estructura puede ser diseñada usando resultados de análisis dinámicos por combinación modal espectral.

a) Análisis de aceleración espectral

Según el artículo 29.2.1 de la norma E0.30-2018 Para cada dirección se utiliza el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones que está definido por:

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

En la tabla 31 se muestra los valores de la aceleración espectral (S_a) en intervalos de tiempo, desde el tiempo 0,00 hasta los primeros 10s. y se grafica en la figura 36.

Figura 36 Espectro de sismo usando la norma E.030-2018 sistema dual**Tabla 31**

Valores de Sa para valores desde 0 s hasta 10 s

T (s)	Sa (m/s ²)	T (s)	Sa (m/s ²)	T (s)	Sa (m/s ²)
0,00	1,6554	0,55	1,6554	1,80	0,5518
0,02	1,6554	0,60	1,6554	1,90	0,5228
0,04	1,6554	0,65	1,5281	2,00	0,4966
0,06	1,6554	0,70	1,4189	2,20	0,4104
0,08	1,6554	0,75	1,3244	2,40	0,3449
0,10	1,6554	0,80	1,2416	2,60	0,2939
0,12	1,6554	0,85	1,1685	2,80	0,2534
0,14	1,6554	0,90	1,1036	3,00	0,2207
0,16	1,6554	0,95	1,0455	4,00	0,1242
0,18	1,6554	1,00	0,9933	5,00	0,0795
0,20	1,6554	1,10	0,9030	6,00	0,0552
0,25	1,6554	1,20	0,8277	7,00	0,0405
0,30	1,6554	1,30	0,7640	8,00	0,0310
0,35	1,6554	1,40	0,7095	9,00	0,0245
0,40	1,6554	1,50	0,6622	10,00	0,0199
0,45	1,6554	1,60	0,6208		
0,50	1,6554	1,70	0,5843		

b) Desplazamientos de la edificación

Según el artículo 31 en el numeral 31.1 indica que, para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75R.

En la tabla 33 y 34 se muestran los resultados obtenidos del modelo estructural realizado en ETABS, con las comprobaciones de derivas máximas de entrepiso que nos indica la norma E0.30.

Tabla 32

Límites de distorsiones máximas de entrepiso

Límites para la distorsión del entrepiso	
Material predominante	(Δ_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: Norma E030 Diseño sismorresistente.

En el sentido X-X:

Tabla 33

Derivas en el sentido x-x

Story	Load Case	Dirección	Drift	Drift*0,75*R	Condición
PISO 4	Sismo XX. Max	X	0,000957	0,0050	Cumple
PISO 3	SismoXX Máx.	X	0,001074	0,0056	Cumple
PISO 2	SismoXX Máx.	X	0,000991	0,0052	Cumple
PISO 1	SismoXX Máx.	X	0,00049	0,0025	Cumple

Nota: Desplazamientos máximos en la dirección X-X para cada piso.

En el sentido Y-Y:

Tabla 34*Derivas en el sentido y-y*

Story	Load Case	Dirección	Drift	Drift*0,75*R	Condición
PISO 4	SismoYY Máx.	Y	0,000968	0,0050	Cumple
PISO 3	SismoYY Máx.	Y	0,001056	0,0055	Cumple
PISO 2	SismoYY Máx.	Y	0,000955	0,0050	Cumple
PISO 1	SismoYY Máx.	Y	0,000477	0,0002	Cumple

Nota. Desplazamientos máximos en la dirección Y-Y para cada piso.

Se puede apreciar en las tablas 33 y 34 que las derivas máximas son de 0,001074 o 1.07% en la dirección X-X y 0,001056 o 1,05% en la dirección Y-Y.

c) Cortante de diseño

Para esta sección la norma E.030 nos indica que la fuerza cortante en la base no deberá ser menor que el 80% de la cortante estático en estructurales regulares en el caso que fuera irregular se considerará el 90%.

Tabla 35*Fuerza cortante estática, dinámica y factor de escala*

	V estático (Ton)	V dinámico (Ton)	V diseño (Ton)	Factor de escala
Dirección X-X	184,661 ton	140,818 ton	147,728	1,05
Dirección Y-Y	184,661 ton	146,592 ton	147,728	1,01

4.7. Diseño en concreto armado

- Consideraciones generales

Considerando el capítulo 8 de la norma E.060 nos indica que para todo diseño de concreto armado se deberá proporcionar resistencia de diseño (ϕRn) adecuadas.

$$\phi Rn \geq Ru$$

Para las diferentes solicitaciones de las resistencias nominales deben satisfacerse las siguientes expresiones.

$$\begin{array}{ll} \text{Flexión} & \varphi M_n \geq M_u \\ \text{Cortante} & \varphi V_n \geq V_u \\ \text{Carga axial} & \varphi P_n \geq P_u \end{array}$$

- Factores de reducción de resistencia

$$\begin{array}{ll} \text{Flexión } \phi = & 0,9 \\ \text{Cortante } \phi = & 0,85 \\ \text{Carga axial } \phi = & 0,7 \end{array}$$

4.7.1. Diseño de losas

Se diseñará una losa plana sin vigas entre los apoyos interiores y los apoyos exteriores se realizará la conexión con vigas de borde en todo el perímetro de la edificación, la altura de la losa se determina por los parámetros de Prenova o Bubble Deck lo cual propone para diferentes luces, se verifico la luz de diseño de 5 m y se obtiene la altura de losa de 0,16m para no verificar deflexiones proponemos la altura de losa de 0,18m.

a) Metrado de carga

El análisis es de 1m² de losa, se determinará el peso de losa mediante la ecuación 47.

$$P.Losa = h \times P.concreto \times 0,66 \quad (47)$$

$$P.Losa = 0,18 \times 2400 \times 0,66 = 285 \text{ kg/m}^2$$

Se analizará para un 1m de ancho

Peso de losa:	285 kg/m ²
Peso de Tabiquería:	50kg/m ²
Carga Muerta:	335 kg/m ²
Carga Viva:	400 kg/m ²

Combinaciones de carga

$$W_u = 1,4C_m + 1,7C_v$$

$$W_u = 1,4 \times 335 + 1,7 \times 400 = 1\,149 \text{ kg/m}^2$$

b) Diseño por corte

$$V_u = W_u \times \text{Atrib.} \quad (48)$$

$$V_v = 1149 \times 2,10 = 2412,9 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 15 = 9\,792,39 \text{ kg}$$

c) Diseño por punzonamiento

$$V_u = W_u \times (\text{Area 1} - \text{Area 2}) \quad (49)$$

$$V_u = 1\,149(5 \times 5 - 1,7 \times 1,7) + 1\,355(1,7 \times 1,7 - 2 \times \pi \times 0,325) = 28\,870,94 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 1,1 \times \sqrt{210} \times (2 \times 3,14 \times 32,5) \times 15 = 41\,481,60 \text{ kg}$$

La altura de la losa es de 0,18m por lo que cumple con las verificaciones de corte a flexión y punzonado.

d) Determinación de momentos de flexión

Se aplicará el método directo como lo establece en la norma E.060 en su artículo 13.6, para este sistema de losas se debe cumplir las limitaciones del artículo 13.6.1.1 a 13.6.1.8.

- **Momento estático mayorado**

$$M_o = W_u \times l_2 \times \frac{l_n^2}{8} \quad (50)$$

$$M_o = 1\,149 \times 5 \times \frac{4,5^2}{8} = 14\,542,03 \text{ kg} - m$$

- **Distribución de momento estático total**

La Norma E.060 en su artículo 13.6.3.2 establece que en cada tramo interior se aplicara el momento negativo amplificado 0,65 M_o y para momento positivo amplificado 0,35 M_o . Para tramo exterior en el artículo 13.6.3.3 establece diferentes casos de losas, verificando nuestra solicitud de diseño se aplica el caso (4).

Tabla 36

Distribución de momento total.

Distribución del momento en momentos negativos y positivo		
Paño Exterior	Coefic. (4)	M. Total
M Ex (-)	0,30	4 362,61
M Po (+)	0,50	7 271,02
M In (-)	0,70	10 179,42
Paño Interior		
M (+)	0,35	5 089,71
M (-)	0,65	9 452,32

- **Distribución de los momentos mayorados a las franjas de columna e intermedias**

Se realizó la distribución de momentos mayorados positivo y negativos un porcentaje de estos momentos se transmite a la franja de columna y el otro en la franja intermedia, si en caso presenta vigas en la franja de las columnas el momento de dicha franja se subdivide en momento de la viga y momento de la losa. El porcentaje de momentos se obtendrá de la Norma E.060 del artículo 13.6.4.

Para ingresar a estas tablas se necesita tener en cuenta la relación $\left(\alpha f 1 \frac{l2}{l1}\right)$ y también determinar Bt para la tabla 37 momento negativo exterior con las ecuaciones.

Tabla 37*Fracción del momento positivo en una franja de columna*

$l2/l1$	0,5	1,00	2,00
$\left(\alpha f 1 \frac{l2}{l1}\right) = 0$	0,60	0,60	0,60
$\left(\alpha f 1 \frac{l2}{l1}\right) \geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Nota: Norma E060 Concreto armado

Tabla 38*Fracción del momento negativo interior en la franja columna*

$l2/l1$	0,5	1,00	2,00
$\left(\alpha f 1 \frac{l2}{l1}\right) = 0$	0,75	0,75	0,75
$\left(\alpha f 1 \frac{l2}{l1}\right) \geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Nota: Norma E060 Concreto armado

Tabla 39*Fracción del momento negativo exterior en la franja columna*

$l2/l1$		0,5	1,0	2,0
$\left(\alpha f 1 \frac{l2}{l1}\right) = 0$	$Bt = 0$	1,00	1,00	1,00
	$Bt \geq 25$	0,75	0,75	0,75
$\left(\alpha f 1 \frac{l2}{l1}\right) \geq 1,0$	$Bt = 0$	1,00	1,00	1,00
	$Bt \geq 25$	0,90	0,75	0,45

Nota. Norma E.060 Concreto armado.

$$Bt = \frac{Ecb \times C}{2 Ecs \times Is} \quad (51)$$

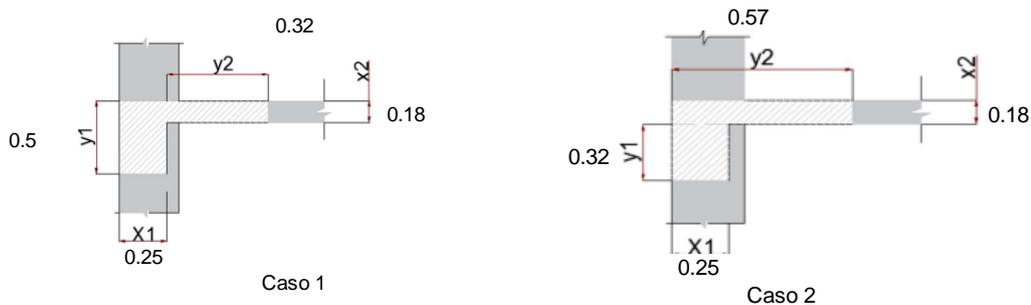
$$C = \Sigma \left(1 - 0,63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \quad (52)$$

Para las vigas de borde exterior el valor de B_t se determina de la siguiente manera.

Se determinará la constante C con la ecuación 52, mediante los rectángulos que se van a descomponer la viga de borde de forma L, como se ve en la figura 37.

Figura 37

Viga que está en el borde la losa.



$$\text{CASO 1 : } C = C_{x1y1} + C_{x2y2} = 218\,548$$

$$\text{CASO 2 : } C = C_{x1y1} + C_{x2y2} = 173\,398$$

Se analizará la constante C_{\max} : 218548

Hallar la inercia de losa I_s y inercia de viga I_b .

$$I_s = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{500 \times 18^2}{12} = 243\,000 \text{ cm}^4$$

$$I_b = \frac{b \times h^3 \times f}{12} = \frac{25 \times 50^2 \times 1,45}{12} = 377\,604,2 \text{ cm}^4$$

Hallar B_t , se muestra que el hormigón de la viga y la losa presentan el mismo módulo de elasticidad.

$$B_t = \frac{E_{cb} \times C}{2 \times E_{cs} \times I_s} = \frac{218\,548}{2 \times 243\,000} = 0,45$$

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cs} \times I_s} = \frac{377\,604,2}{243\,000} = 1,55$$

Obtenido el resultado de Bt se procederá al cálculo de la fracción de momento Mu en las franjas de columnas para cada tramo con presencia de vigas, esta fracción de momentos deben ser multiplicados por los momentos ya calculados.

Resumen de los momentos mayorados en la franja de la columna e intermedias:

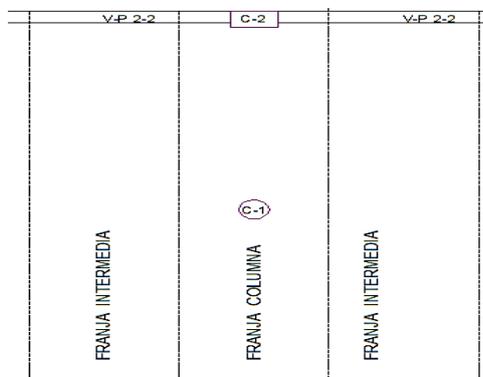
Tabla 40

Momentos mayorados en la franja.

		Momento Mayorado kg-m	Franja columna %	Franja columna Momento kg-m	Franja intermedia Momento kg-m
tramo extremo	Exterior (-)	4 362,61	0,93	4 074,68	287,93
	Positivo	7 271,02	0,60	4 362,61	2 908,41
	Interior (-)	10 179,42	0,75	7 634,57	2 544,86
tramo interior	Positivo	5 089,71	0,60	3 053,83	2 035,88
	Negativo	9 452,32	0,75	7 089,24	2 363,08

Figura 38

Sección de la franja de diseño



e) Diseño por Flexión

- **Acero mínimo**

$$A_{smin} = 0,0018 \times bw \times h$$

$$A_{smin} = 0,0018 \times 100 \times 18 = 3,24 \text{ cm}^2$$

- **Acero máximo**

$$p_{\text{máx}} \leq 0,75pb$$

$$A_{s\text{max}} = 0,75pb b d$$

$$A_{s\text{max}} = 0,75 \times 0,02125 \times 100 \times 15 = 23,90 \text{ cm}^2$$

- **Acero de refuerzo de la losa**

Aplicando la siguiente ecuación calculamos la cuantía g , luego de obtener el cálculo de la cuantía se obtendrá el área de acero A_s para el refuerzo principal en los momentos ultimo negativos y positivos requeridos por la losa.

$$g = \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 \times M_{ux} \times 10^2}{0,9 \times f_c \times b \times d^2}}}{1,18} \right)$$

$$A_s = g \times b_w \times d$$

Tabla 41

Diseño de acero en la dirección en la franja X-X y Y-Y.

		Columna	Intermedia	Cuantía (g)	Área (AS)	As Min	Diseño
		kg-m	kg-m				
tramo extremo	Exterior (-)	1 629,87	115,17	0,0003	0,45	3,24	Ø 3/8@ 0,20
	Positivo	1 745,04	1 163,36	0,0021	3,15	3,24	Ø 3/8@ 0,20
tramo interior	Interior (-)	3 053,83	1 017,94	0,0038	5,7	3,24	Ø 1/2@ 0,20
	Positivo	1 221,53	814,35	0,0015	2,25	3,24	Ø 3/8@ 0,20
	Negativo (-)	2 835,70	945,23	0,0035	5,25	3,24	Ø 1/2@ 0,20

4.7.2. Diseño de vigas

Para el diseño de viga, se consideró la viga más forzada, viga 25x50cm ubicada en el eje C entre 3-4.

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

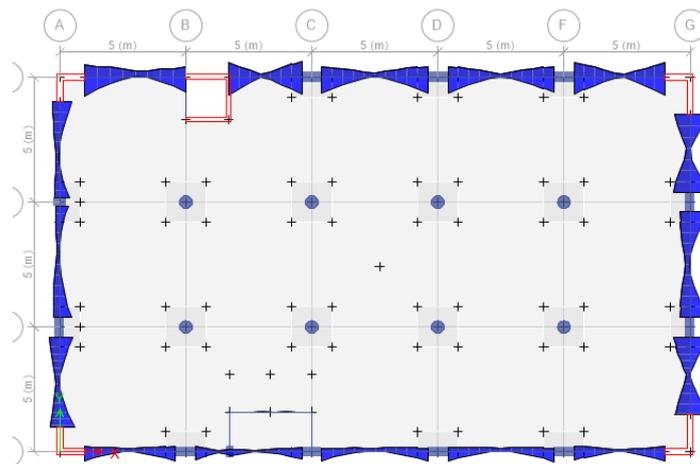
$$h = 50\text{cm}$$

$$d = 50 - 6 = 44\text{cm}$$

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad , \quad f_y = 4\,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Figura 39

Vista en planta del diagrama de momentos



a) Diseño por flexión

- **Acero mínimo**

Según (ACI 318-14), el acero mínimo de refuerzo el cual se colocará en la viga peraltada para evitar agrietamientos que se pueda producir en la viga, el acero mínimo deberá tomarse como el mayor valor:

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * x * d \quad \text{ó} \quad A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b_w * x * d$$

$$A_{smin} = \frac{0,80 * \sqrt{210}}{4200} x 25 x 44 = 3,03 cm^2 \quad \text{ó} \quad A_{smin} = \frac{14}{4200} x 25 x 44 = 3,6 cm^2$$

$$A_{smin} = 3,60 cm^2$$

- **Acero máximo**

Para la cuantía máxima la norma E.060 nos indica que esta debe de ser el 75% de la cuantía balanceada.

$$p_{máx} \leq 0,75 p_b$$

Aplicando semejanza de triángulos en el diagrama de deformaciones se obtendrá:

$$\frac{0,003}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c}$$

Donde $c = c_b$ reemplazando por equilibrio en el diagrama de fuerzas se obtendrá:

$$p_b = \frac{0,85 x f'_c x \beta_1}{f_y} x \frac{6000}{6000 + f_y}$$

Donde:

$$A_{smáx} = p_b x b x d$$

Reemplazando:

$$A_{smáx} = 0,75 x \frac{0,85 x 210 x 0,85}{4200} x \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) x 25 x 44$$

$$A_{smáx} = 17,53 cm^2$$

Cálculo de acero en flexión (momento positivo):

$$Mu (+) = 658\,164,33 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$Mu (-) = -817\,961,38 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Para hallar la cuantía reemplazaremos el Mu en la siguiente formula:

$$Ku = \frac{Mu}{bw \times d^2}$$

$$Ku = \frac{658\,164,33 \text{ kg} - \text{cm}}{25\text{cm} \times (44\text{cm})^2}$$

$$Ku = 13,60 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 42

Cuantía vs Ku para el valor de Ku=13.60

Diseño por flexión	
Pho (%)	Ku
0,36	13,72
0,34	13,03

Nota: Diseño estructural en concreto armado

Realizando

$$\frac{0,36\% - 0,34\%}{0,36\% - x\%} = \frac{13,72 - 13,03}{13,72 - 13,60}$$

$$p = 0.0036$$

$$As = 0.0036 \times 25 \times 44$$

$$As = 3,96 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 1/2''$$

Cálculo de acero en flexión (momento negativo):

$$Mu (-) = 817\,961,38 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Para hallar la cuantía reemplazaremos el Mu en la siguiente formula:

$$Ku = \frac{Mu}{bw \times d^2}$$

$$Ku = \frac{817961,38 \text{ kg} - \text{cm}}{25\text{cm} \times (44\text{cm})^2}$$

$$Ku = 16,90 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 43

Cuantía vs Ku para un valor de Ku=16,90

Diseño por flexion	
Pho (%)	Ku
0,48	17,11
0,46	16,44

Fuente: Diseño estructural en concreto Armado

Realizando una interpolación:

$$\frac{0,48\% - 0,46\%}{0,48\% - x\%} = \frac{17,11 - 16,44}{17,11 - 16,90}$$

$$p = 0.0047$$

Área de acero:

$$As = 0,0047 \times 25 \times 44$$

$$As = 5,17 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$$

b) Diseño por corte

Se verifica el diseño de secciones transversales sometidas a fuerzas cortantes con siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$V_u = 7524.6 \text{ kg}$$

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

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 44$$

$$V_c = 8\,448.47 \text{ kg}$$

4.7.3. Diseño de Columna

Para el diseño de la columna, se consideró la columna más forzada, ubicada entre los ejes 2-2.

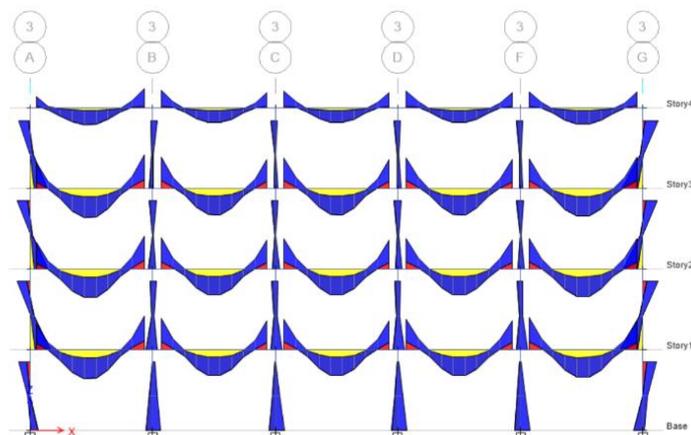
a) Columna circular d=50 cm

$$f'c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad d = 50 - 6 = 44 \text{ cm}$$

$$A_g = 1963 \text{ cm}^2$$

Figura 40

Diagrama de momentos, vista de elevación



Nota: Diagrama de momentos obtenidos mediante el programa etabs.

- **Diseño por flexión**

La norma de concreto armado E060 nos dice que la cuantía mínima que llevara las columnas es del 1 % y el máximo del 4 %.

Área de la columna: $d = 50 = 1963,50 \text{ cm}^2$.

$$p_{\min.}: 1\% \quad , \quad p_{\max.}: 4\%$$

Área del refuerzo mínimo:

$$A_{s\min} = p \times \text{Area total de la sección}$$

$$A_{s\min} = 0,01 \times 1963,50 = 19,63 \text{ cm}^2$$

Área del refuerzo máximo:

$$A_{s\max} = p \times \text{Area total de la sección}$$

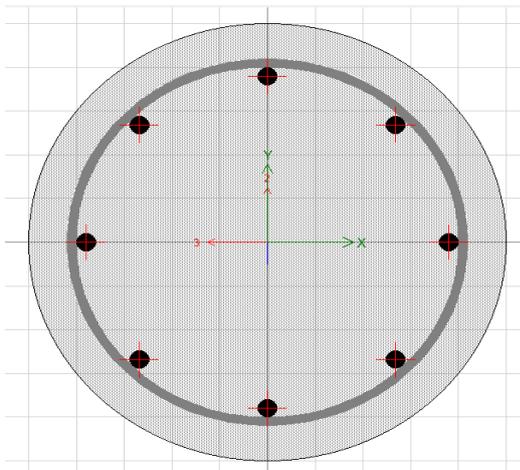
$$A_{s\max} = 0,04 \times 1963,50 = 78,54 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el acero mínimo para el diseño de la columna el cual se verificará por medio del programa etabs:

$$A_s = 4\emptyset 3/4" + 4\emptyset 5/8" = 19,44 \text{ cm}^2$$

Figura 41

Distribución del acero columna C-1.



Nota: Se colocará acero de $4\phi 5/8'' + 4\phi 3/4''$.

Tabla 44

Cargas en la C-1 ubicados entre los ejes 2-2 y eje c-c

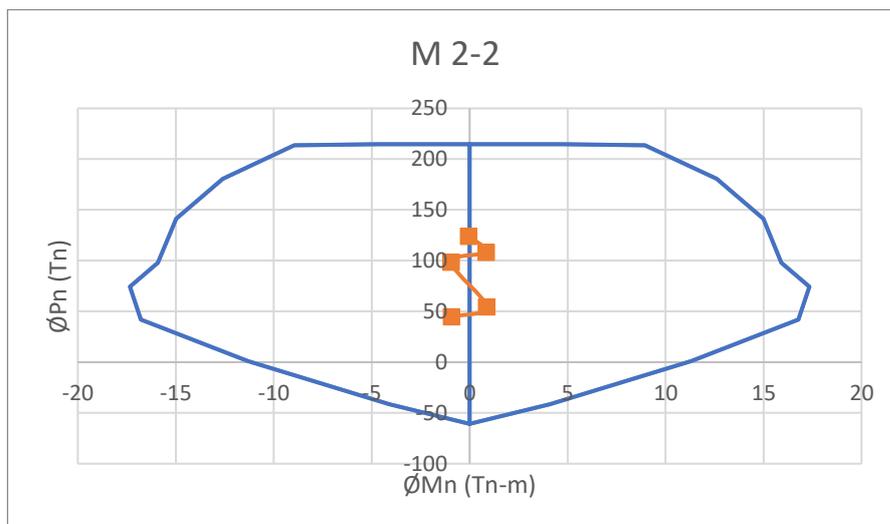
CARGA	P(ton)	Mx(tonf-m)	My(tonf-m)	Vx(ton)	Vy(ton)
Carga muerta (CM)	55,103	0,228	-0,037	0,0178	0,276
Carga viva (CV)	27,67	0,203	0,004	0,0255	0,211
Carga Sísmica (Sx)	4,95	1,548	3,822	1,723	0,828
Carga Sísmica (Sy)	5,81	4,207	4,207	0,673	2,011

- **Diseño por Flexo compresión**

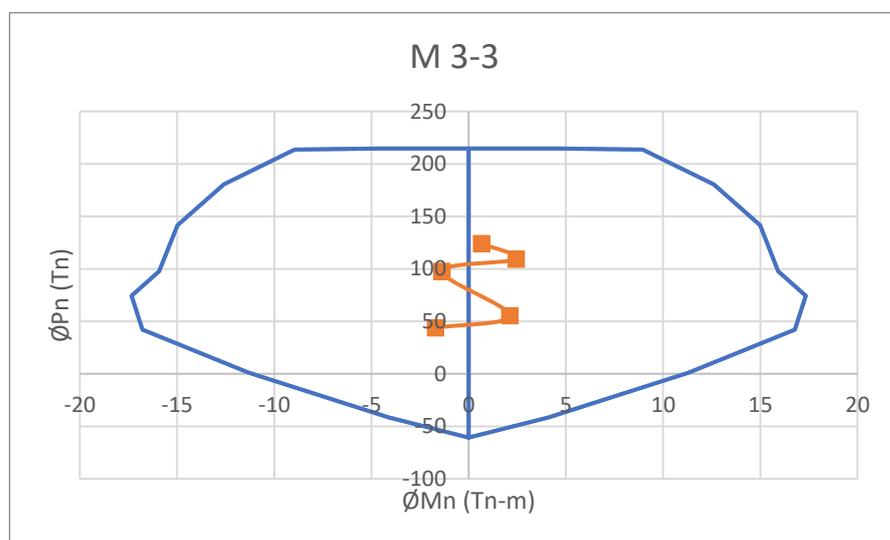
Tabla 45

Momento último en eje

Combinaciones de carga	Pu (ton)	Mux (tofn-m)	Mn(tnf-m)
1,4CM+1,7CV	124,183	0,664	17,169
1,25CM+1,25CV+Sx	108,416	4,745	17,512
1,25CM+1,25CV-Sx	98,516	-3,668	15,945
0,9CM+Sx	54,542	4,412	15,846
0,9CM-Sx	44,642	-4,001	15,534

Figura 42*Diagrama de interacción en la dirección X***Tabla 46***Momento último en eje Y*

Combinaciones de carga	Pu (ton)	Muy (tonf-m)	Mn(tnf-m)
1,4CM+1,7CV	124,183	-0,045	17,235
1,25CM+1,25CV+Sy	106,276	3,780	16,783
1,25CM+1,25CV-Sy	100,276	-3,863	15,913
0,9CM+Sy	52,402	3,788	15,854
0,9CM-Sy	46,782	-3,855	15,841

Figura 43*Diagrama de interacción en la dirección Y*

- **Diseño por corte**

La cortantes se calculará por medio de los momentos nominales obtenidos del programa Etabs.

La cortante última se halla con la siguiente fórmula 41.

$$V_u = \frac{M_{n x} + M_{n y}}{L_n} \quad (41)$$

$$V_u = \frac{17,169 + 17,235}{3,30} = 15,208 \text{ tonf}$$

Para hallar la resistencia del concreto por corte se reemplazará la siguiente fórmula 42.

$$V_c = 0,53 x \sqrt{f'_c} x b_w x d x \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right) \quad (42)$$

Donde:

Nu: Carga axial última

Ag: Área bruta de la columna

$$V_c = 0,53 x \sqrt{210} x 1385 x \left(1 + \frac{124,186 x 1000}{140 x 1963,49} \right) = 15,44 \text{ tnf}$$

La contribución del acero está dada por la siguiente formula:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (43)$$

$$V_{ud} = 15,208 * \frac{0,5 * 3,1 - (0,42)}{0,5 * 3,1} = 11,08 \text{ Tnf}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 15,44 = 13,12 \text{ Tnf} > V_{ud} \text{ Ok}$$

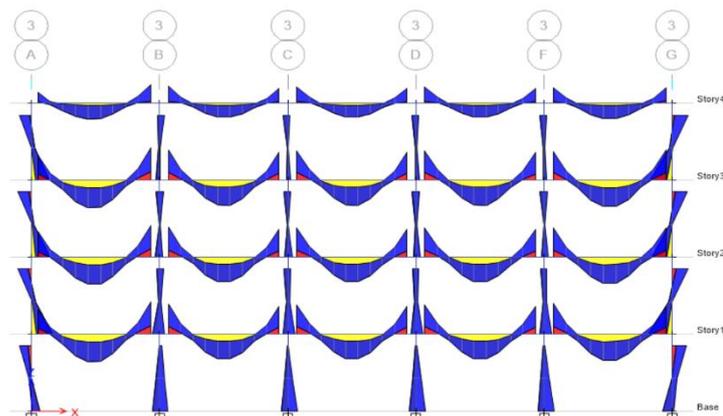
b) Columna cuadrada

Como existen dos secciones se diseñará la columna rectangular de dimensiones 40 x 80.

$$\begin{aligned} bw &= 40 \text{ cm} & f'_c &= 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad , \quad f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ h &= 80 \text{ cm} & A_g &= 40 \times 80 = 3200 \text{ cm} \\ d &= 80 - 6 = 74 \text{ cm} \end{aligned}$$

Figura 44

Diagrama de momentos, vista de elevación



- **Refuerzo por flexión**

La norma de concreto armado E 060 nos dice que la cuantía mínima que llevara las columnas es del 1% y el máximo del 4%.

Área de la columna: $A_g = 3200 \text{ cm}^2$.

$$p_{\min.}: 1\% \quad , \quad p_{\max.}: 4\%$$

Área del refuerzo mínimo:

$$A_{s\min} = p \times \text{Área total de la sección}$$

$$A_{s\min} = 0,1 \times 3200 = 320,00 \text{ cm}^2$$

Área del refuerzo máximo:

$$A_{sm\acute{a}x} = p \times \text{Area total de la secci3n}$$

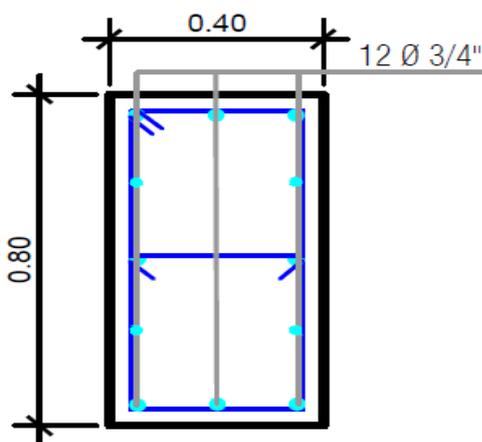
$$A_{sm\acute{a}x} = 0,04 \times 3200 = 128,00 \text{ cm}^2$$

Se utilizará el acero m3nimo para el dise1o y se verificará por medio del programa ETABS:

$$A_s = 12 \text{ } \phi \text{ } 3/4 = 34,08 \text{ cm}^2$$

Figura 45

Distribuci3n del acero en la columna C-2



Nota: Se colocará acero de 12Ø 3/4".

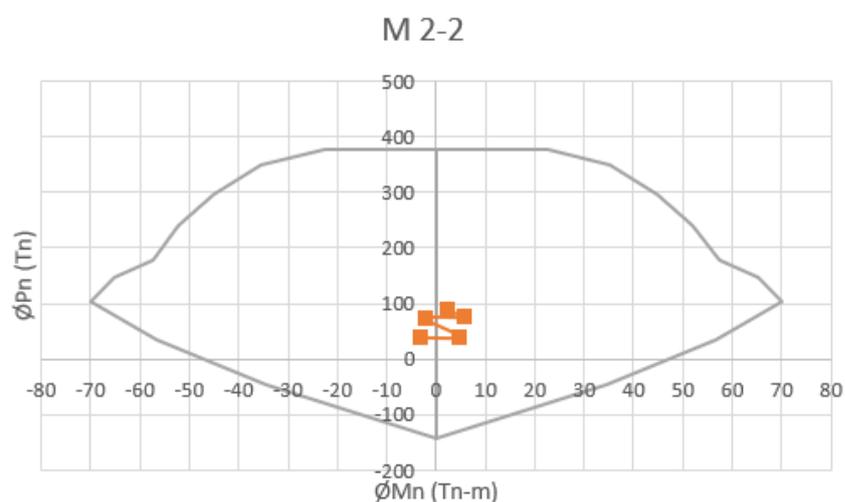
Tabla 47

Cargas en la C-2 ubicados entre los ejes 1-1 y eje C-C

CARGA	P(ton)	Mx(tonf-m)	My(tonf-m)	Vx(ton)	Vy(ton)
Carga muerta (CM)	43,611	-0,347	0,863	0,727	0,09
Carga viva (CV)	16,488	-0,152	0,537	0,473	-0,043
Carga Sísmica (Sx)	4,95	1,548	3,822	1,723	0,828
Carga Sísmica (Sy)	5,81	4,207	4,207	0,673	2,011

Tabla 48*Momento último en eje X*

Combinaciones de carga	Pu (ton)	Mux (tonf-m)	Mn(tonf-m)
1,4CM+1,7CV	89,085	2,121	68,32
1,25CM+1,25CV+Sx	76,343	5,572	64,20
1,25CM+1,25CV-Sx	73,903	-2,072	63,25
0,9CM+Sx	40,469	4,598	56,30
0,9CM-Sx	38,029	-3,045	53,20

Figura 46*Diagrama de interacción en la dirección X*

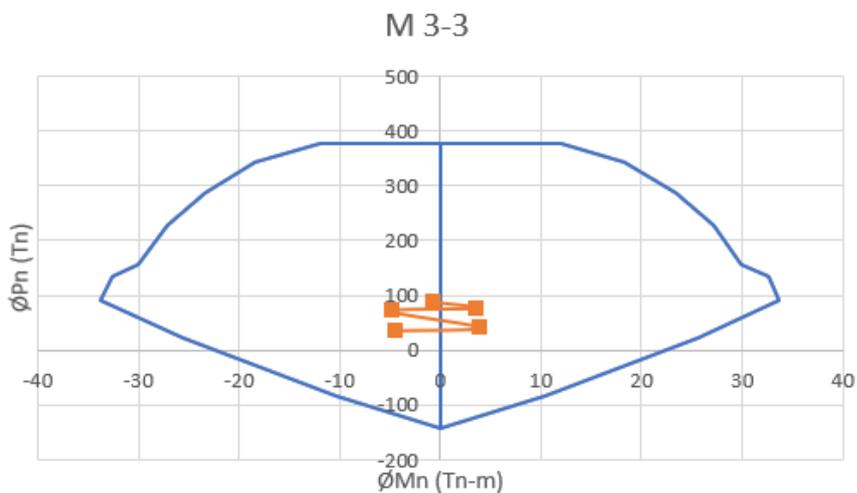
Nota: Diagrama de interacción de la columna C-2 en la dirección X.

Tabla 49*Momento último en eje Y*

Combinaciones de carga	Pu (ton)	Muy (tonf-m)	Mn(tonf-m)
1,4CM+1,7CV	89,085	-0,744	32,35
1,25CM+1,25CV+Sy	77,934	3,583	31,12
1,25CM+1,25CV-Sy	72,314	-4,831	28,74
0,9CM+Sy	42,059	3,894	25,36
0,9CM-Sy	36,439	-4,519	23,35

Figura 47

Diagrama de interacción en la dirección Y



Nota: Diagrama de interacción de la columna C-2 en la dirección Y

- **Diseño por cortante**

La cortantes se calculará por medio de los momentos nominales obtenidos del programa Etabs.

La cortante última se halla con la siguiente fórmula.

$$V_u = \frac{M_{n x} + M_{n y}}{L_n}$$

$$V_u = \frac{68,32 + 32,35}{3,30} = 30,506 \text{ tonf}$$

Para hallar la resistencia del concreto por corte se reemplazará la siguiente fórmula:

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \times \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right)$$

Donde:

Nu: Carga axial última

Ag: Área bruta de la columna

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 74 \times \left(1 + \frac{89,08 \times 1000}{140 \times 3200}\right) = 29,464 \text{ tnf}$$

La contribución del acero está dada por la siguiente formula:

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

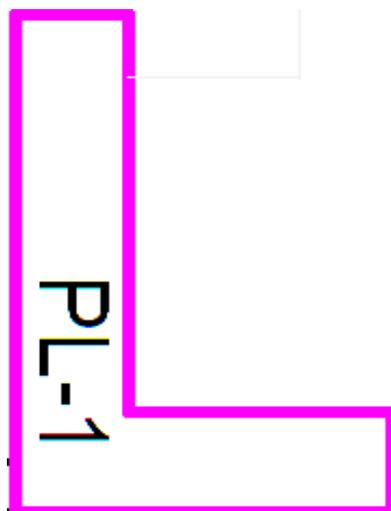
La fuerza cortante que debe asumir el acero es:

$$V_s = \frac{30,506}{0,85} - 29,464 = 6,42 \text{ ton}$$

4.7.4. Diseño de placas

b) Diseño por flexocompresión

- Altura total de la placa : 13,20 m
- Longitud de la placa : 2,50 m
- Espesor de la placa : 0,25 m
- Concreto f'_c : 210Kg/cm²
- Límite de fluencia del acero : 4200Kg/cm²

Figura 48*Vista en planta del muro PL-1*

Se determinará si la placa se comportara como un muro esbelto o un muro corto:

$$\left(\frac{h}{l}\right) = \frac{13,20 \text{ m}}{2,50 \text{ m}} = 5,28 > 1$$

La relación nos da un valor mayor a 1, lo cual indica que el muro es esbelto, por lo tanto, se diseñará como tal.

Tabla 50*Fuerzas cortantes en la base de la placa PL-1*

Carga	P(ton)	Vx(ton)	Vy(ton)	Mx(tonf-m)	My(tonf-m)
Carga muerta (CM)	40,49	-1,39	0,02	-4,21	6,90
Carga viva (CV)	9,76	-0,55	-0,04	-1,55	3,16
Carga Sísmica (Sx)	8,92	8,35	6,74	47,24	31,73
Carga Sísmica (Sy)	9,76	23,44	6,79	118,72	39,88

Tabla 51*Combinación de carga en la base de la placa PL-1*

Combinaciones de carga	Pu (ton)	Vux (ton)	Vuy (ton)
1,4CM+1,7CV	73,28	-2,88	-0,03
1,25CM+1,25CV+Sx	71,74	5,91	6,72
1,25CM+1,25CV-Sx	53,89	-10,77	-6,75
1,25CM+1,25CV+Sy	72,58	21,01	6,77
1,25CM+1,25CV-Sy	53,05	-25,87	-6,81
0,9CM+Sx	45,36	7,09	6,76
0,9CM-Sx	27,52	-9,59	-6,71
0,9CM+Sy	46,21	22,19	6,81
0,9CM-Sy	26,67	-24,69	-6,76

- **En la dirección X**

Mx

Altura del muro $hm = 13,20m$

Longitud del muro $lm = 1,00m$

Espesor del muro $e = 0,25m$

$$\frac{hm}{lm} = \frac{13,20m}{1,00m} = 13,20 > 2,5 \rightarrow \alpha = 0,53$$

$$\phi V_c = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times (0,8 \times 100 \times 25) \times (0,53) \sqrt{210} = 13\,056,38 \text{ Kg} \approx 13,05 \text{ ton}$$

$$\text{Si: } \frac{\phi V_c}{2} < Vu \rightarrow \rho_{vertical} = 0,0025$$

(Del análisis realizado) $Vux = 25,87 \text{ tn} > 6,528 \text{ tn}$

Por lo tanto $\rho_{vertical} = 0,0025$

$$A_s = 0,0025 \times 25 \times 100 = 6,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{\text{vertical}} = \frac{0,71}{3,125} = 0,20$$

→ El acero vertical colocado será doble malla de $\emptyset 3/8'' @ 0,20\text{m}$

• En la dirección Y

My

$$hm = 13,20\text{m} \quad lm = 1,50\text{m} \quad e = 0,25\text{m}$$

$$\frac{hm}{lm} = \frac{13,20\text{m}}{1,50\text{m}} = 8,08 > 2,5 \rightarrow \alpha = 0,53$$

$$\phi V_c = \phi \cdot A_{cw} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_c = 0,85 \times (0,8 \times 150 \times 25) \times (0,53) \sqrt{210} = 25439,43 \text{ Kg} \approx 25,44 \text{ ton}$$

Por lo tanto, el acero colocado será de:

$$\text{Si : } \frac{\phi V_c}{2} < V_u \quad \rightarrow \rho_{\text{horizontal}} = 0,0025$$

(Del análisis realizado) $V_u = 39,88 \text{ tn} > 14,75 \text{ tn}$

Por lo tanto $\rho_{\text{vertical}} = 0,0025$

$$A_s = 0,0025 \times 25 \times 100 = 6,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S = \frac{0,71}{3,125} = 0,22$$

→ El acero horizontal colocado será de $\emptyset 3/8'' @ 0,20\text{m}$

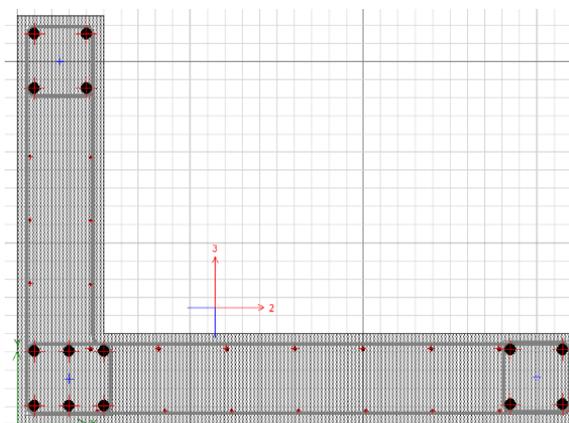
Con el software Etabs, diseñamos la placa con los aceros mínimos de cuantía obteniendo su distribución como indica la Figura 49.

Para el muro PL-1 se consideró en los extremos $4\varnothing 1/2" @ 0,15\text{ m}$.

Con la distribución correspondiente como se muestra en la siguiente figura se obtiene los diagramas de interacción el cual nos mostrara si los aceros colocados son suficientes para soportar los momentos obtenidos en la placa.

Figura 49

Acero en el muro PL-1



En la tabla 52 se aprecian los datos obtenidos del análisis sísmico para la placa PL-1 como son las cargas axiales, momentos flectores y cortantes.

Tabla 52

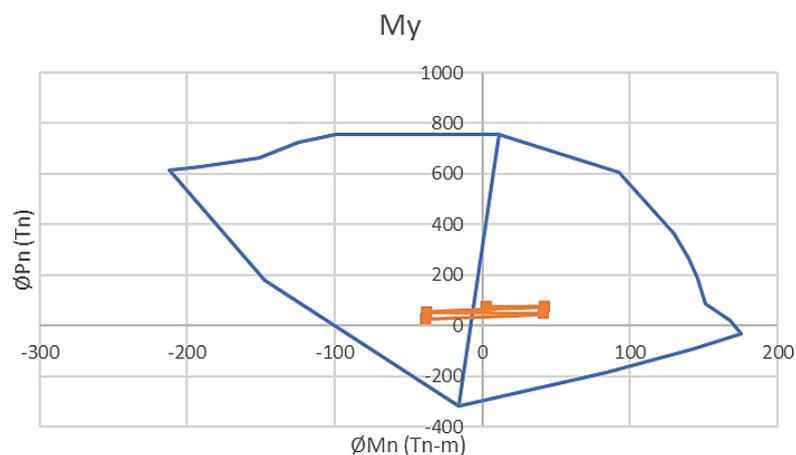
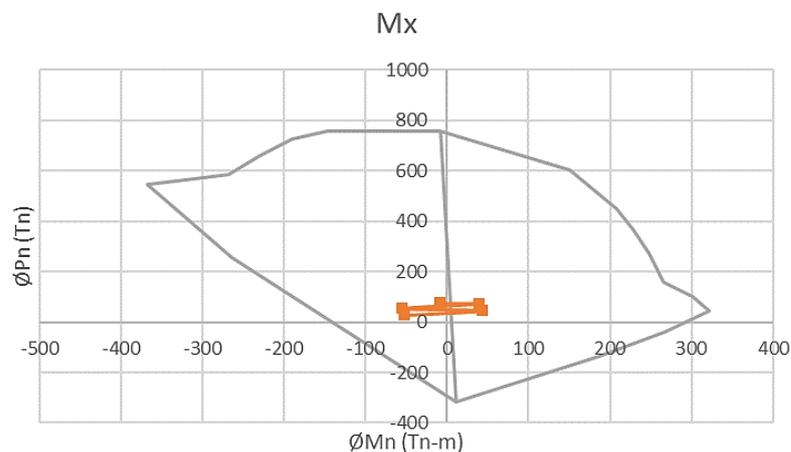
Cargas en el primer piso del muro PL-1

Nivel	Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
Primero	MUERTA (CM)	40,49	-1,38	0,02	-4,21	1,55
Segundo	VIVA (CV)	9,76	0,55	-0,04	-1,55	0,53
Tercero	SISMO XX (SX)	8,89	8,34	6,73	47,24	31,73
Cuarto	SISMO YY (SY)	9,76	23,44	6,79	118,72	39,88

Se realizará las combinaciones de cargas que indican la norma E.060 para la placa PL-1.

Tabla 53*Fuerzas y momentos últimos en el muro PL-1*

Combinación	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
1,4CM+1,7CV	73,28	-2,88	-2,88	-8,54	3,08
1,25(CM+CV)+SX	71,74	5,91	5,91	40,02	34,33
1,25(CM+CV)-SX	53,89	-10,77	-10,77	-54,45	29,12
1,25(CM+CV)+SY	72,58	21,01	6,77	111,50	42,48
1,25(CM+CV)-SY	53,05	-25,87	-6,81	-125,95	-37,27
0,9CM+SX	45,36	7,09	6,76	43,44	33,12
0,9CM-SX	27,52	-9,59	-6,71	-51,03	-30,33
0,9CM+SY	46,21	22,19	6,81	114,92	41,27
0,9CM-SY	26,61	-24,69	-6,76	-122,51	-38,48

Figura 50*Diagrama de interacción en la dirección Y, PL-1***Figura 51***Diagrama de interacción en la dirección X, PL-1*

En la figura 53 y 54 se puede apreciar que en el diagrama de interacción los aceros colocados mediante el programa son suficientes para los momentos obtenidos.

b) Diseño por cortante

Utilizamos la fórmula:

$$Vu = Vua \times \frac{Mn}{Mua}$$

En la dirección X:

$$Vua = 25,87 \text{ ton} ; Mua = 125,9 \text{ ton} - m ; Mn = 152,60 \text{ ton} - m \text{ (del analisis)}$$

$$\text{Reemplazando en la fórmula: } Vu = 31,35 \text{ tn}$$

Calculamos el cortante nominal con la siguiente condición $Vn = Vc + Vs$

$$Vc = 0,53 * \sqrt{210} * 20 * 120 = 18,43 \text{ tn}$$

$$Vs = \frac{Vu}{0,85} - 18,43 = 18,45 \text{ tn}$$

$$Vn = 21,81 + 18,45 = 40,26 \text{ tn}$$

$$d = 0,8(150) = 120 \text{ cm}$$

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} = \frac{0,5 * 4 200 * 120}{18,45 * 1 000} = 13,65 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usaremos acero horizontal Ø8mm @0,15m

4.7.5. Diseño de zapata

a) Diseño de zapata aislada

Para el diseño de la zapata correspondiente a la C-1 de diámetro 0,50 m.

Tabla 54

Cargas Obtenidas del programa Etabs

	Pn (ton)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)
CARGA MUERTA	20,489	0,079	0,157
CARGA VIVA	12,386	0,137	0,243
SISMO X-X	4,95	2,163	0,578
SISMO Y-Y	5,81	0,229	2,453

• Dimensionamiento por presión admisible

Para el diseño de la cimentación al utilizar el sismo como parte del diseño se puede considerar un incremento del 30%.

Para obtener el área requerida se considerará un 5 % más a las cargas como aumentar el peso propio $\sigma_{adm} > 3kg/cm^2$.

$$A_{requerida} = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}}$$

$$A_{requerida} = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv}) + P_{cs}}{1,3 \sigma_{adm}}$$

Hallamos el Área requerida:

$$A_{requerida} = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}} = \frac{(1,05)(20,489 + 12,386)}{31} = 1,12 \text{ m}^2$$

$$A_{requerida} = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv}) + P_{cs}}{1,3 \times \sigma_{adm}} = \frac{(1,05)(20,489 + 12,386) + 2,70}{1,3 \times 31}$$

$$A \text{ requerida} = 0,97 \text{ m}^2$$

Redondeando, zapatas cuadradas de : 1.50 x 1.50m

Para verificar los esfuerzos producidos debido a los momentos se considerará un peralte de 0,50m.

- **Verificación de los refuerzos**

Verificación Estática (CM y CV)

El esfuerzo máximo se presentará en extremos de la zapata y se calculará con la siguiente formula:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$\sigma = \frac{32.875 * 1000}{150 * 150} * \left(1 + \frac{6 * 2.9}{150}\right)$$

$$\sigma_{max} = 1,63 \frac{kg}{cm^2} \quad \sigma_{min} = 1,29 \frac{ton}{m^2}$$

$$\sigma_{adm} = 3,10 \frac{ton}{m^2} > 1,63 \frac{ton}{m^2} \text{ (CUMPLE)}$$

- **Verificación de corte por punzonamiento**

Cálculo de la resistencia requerida:

$$d = 50\text{cm} \quad ; \quad C1 = d = 50\text{cm} \quad ; \quad F = 1.5$$

$$Vu = \sigma u (A - Ao)$$

$$V_u = 1.5 * \left(\left(\left(\frac{1,63 + 1,29}{2} \right) * 150 * 150 \right) - \left(\left(\frac{1,56 + 1,35}{2} \right) * 90 * 90 \right) \right) = 31596,5 \text{ kg}$$

Se determina la resistencia de diseño ϕV_c

$$b_o = 2(Dx + Dy + 2d)$$

$$b_o = 2(50 + 50 + 2 * 40) = 3,60m$$

$$\phi V_c = \phi * 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\phi V_c = 0.85(1.1 * \sqrt{210} * 360 * 40) = 243\,889,87Kg$$

$$\phi V_c > V_u \text{ (CUMPLE)}$$

- **Verificación de corte por flexión unidireccional**

Dirección X-X

$$V_u = \sigma_u * B * (m - d) = 1.5 * \left(\frac{1,63 + 1,29}{2} \right) * 150 * 10 = 3\,285 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = \phi * 0.17 * \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) * \sqrt{f'_c} * B * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.17 * \left(1 + \frac{2}{1} \right) * \sqrt{210} * 200 * 40 = 50\,256 \text{ Kg}$$

Dirección Y-Y

$$V_u = \sigma_u * B * (n - d) = 1.5 * \left(\frac{1,63 + 1,60}{2} \right) * 10 * 150 = 3\,633,75 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = \phi * 0.17 * \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) * \sqrt{f'_c} * B * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.17 * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * \sqrt{210} * 200 * 40 = 50\,256 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ (CUMPLE)}$$

- **diseño por flexión unidireccional**

En ambos sentidos se tienen volados de la misma longitud por lo que se analizara en un sentido con 1 metro de ancho de referencia.

$$M_u = \frac{\sigma \times B(m^2)}{2} = \frac{16,30 \times (1)(0,50^2)}{2} = 2,04 \text{ tn} - m$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{204\,000}{100 \times 40^2} = 1,275$$

Tabla 55

Ku vs Cuantía para un valor de Ku=1,275

Diseño por flexión	
Pho (%)	Ku
0.03	1.13
0.04	1.50
0.05	1.87
0.06	2.25
0.07	2.62
0.08	2.99

Interpolando:

$$\frac{0,04\% - 0,03\%}{0,04\% - x\%} = \frac{1,50 - 1,13}{1,50 - 1,275}$$

$$p = 0,00033$$

$$A_s = p \times b \times d = 1,65 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{smin} = p \times b \times d = 0,0018 * 100 * 40 = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 10,8 \text{ cm}^2$$

Diámetro de acero $\phi = 1/2''$

$$N = \frac{A_{st}}{A_s} = \frac{10,8}{1,29} = 8,37 \rightarrow 8 ; \phi \frac{1}{2} @ 20 \text{ cm}$$

4.8. Comparativa económica

4.8.1. Presupuesto estructural con losa aligerada

Se consideró partidas de concreto armado con precio de los materiales actuales a la fecha octubre 2021.

Presupuesto					
Presupuesto	1202002	ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO DE 4 NIVELES			
Subpresupuesto	001	ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO DE 4 NIVELES			
Cliente	PRIVADO			Costo al	22/10/2021
Lugar	TACNA - TACNA - TACNA				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
01	ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO CON LOSA ALIGERADA				425 142,19
01.01	ESTRUCTURAS				425 142,19
01.01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				425 142,19
01.01.01.01	ZAPATAS				24 116,64
01.01.01.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	<i>m²</i>	41,78	348,13	14 544,87
01.01.01.01.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2	<i>kg</i>	1 313,00	7,29	9 571,77
	ZAPATA				
01.01.01.02	COLUMNAS				87 642,90
01.01.01.02.01	CONCRETO COLUMNAS f'c=210 kg/cm2	<i>m³</i>	65,10	485,98	31 637,30
01.01.01.02.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2	<i>kg</i>	8.176,00	6,85	56 005,60
	COLUMNA				
01.01.01.03	PLACAS				31 054,11

01.01.01.03.01	CONCRETO EN PLACAS F'C= 210 KG/CM2	<i>m</i> ³	46,80	545,46	25 527,53
01.01.01.03.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2	<i>kg</i>	806,80	6,85	5 526,58
	PLACAS				
01.01.01.04	VIGAS				122 643,80
01.01.01.04.01	CONCRETO VIGAS f'c=210 kg/cm2	<i>m</i> ³	111,68	444,54	49 646,23
01.01.01.04.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2	<i>kg</i>	10.656,58	6,85	72 997,57
	VIGA				
01.01.01.05	LOSA ALIGERADA				159 684,74
01.01.01.05.01	CONCRETO LOSAS f'c= 210 kg/cm2	<i>m</i> ³	166,58	355,83	59 274,16
01.01.01.05.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2	<i>kg</i>	10.215,53	6,85	69 976,38
	LOSA				
01.01.01.05.03	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.15 m	<i>und</i>	8.009,00	3,80	30 434,20
	Costo Directo				425 42,19

SON : CUATROCIENTOS VEINTICINCO MIL CIENTO CUARENTA DOS Y 19/100 NUEVO SOLES

4.8.2. Presupuesto estructural con losa bubbledeck

Se consideró partidas de concreto armado con precio de los materiales actuales a la fecha octubre 2021.

Presupuesto

Presupuesto	1202002	ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO DE 4 NIVELES			
Subpresupuesto	001	ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO DE 4 NIVELES			
Cliente	PRIVADO	Costo al 22/10/2021			
Lugar	TACNA - TACNA - TACNA				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
02	ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO CON LOSA BUBBLEDECK				418 940,70
02.01	ESTRUCTURAS				418 940,70
02.01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				418 940,70
02.01.01.01	ZAPATAS				14 650,46
02.01.01.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	<i>m</i> ²	25,15	348,13	8 755,47
02.01.01.01.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 ZAPATA	<i>kg</i>	808,64	7,29	5 894,99

02.01.01.02	COLUMNAS				87 642,90
02.01.01.02.01	CONCRETO COLUMNAS f'c=210	m ³	65,10	485,98	31 637,30
	kg/cm2				
02.01.01.02.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200	kg	8.176,00	6,85	56 005,60
	kg/cm2 COLUMNA				
02.01.01.03	PLACAS				31 054,11
02.01.01.03.01	CONCRETO EN PLACAS F'C= 210	m ³	46,80	545,46	25 527,53
	KG/CM2				
02.01.01.03.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200	kg	806,80	6,85	5.526,58
	kg/cm2 PLACAS				
02.01.01.04	VIGAS				44 418,04
02.01.01.04.01	CONCRETO VIGAS f'c=210 kg/cm2	m ³	48,00	444,54	21.337,92
02.01.01.04.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200	kg	3.369,36	6,85	23 080,12
	kg/cm2 VIGA				
02.01.01.05	LOSA BUBBLEDECK				241 175,19
02.01.01.05.01	CONCRETO LOSAS f'c= 210 kg/cm2	m ³	184,03	355,83	65 483,39
02.01.01.05.02	ACERO CORRUGADO FY= 4200	kg	19.697,38	6,85	134 927,05
	kg/cm2 LOSA				
02.01.01.05.03	DISCO PARA TECHO D=27, E=10	und	12.543,00	3,25	40 764,75
	Costo Directo				418 940,70

SON : CUATROCIENTOS DIECIOCHO MIL NOVECIENTOS CUARENTA Y 70/100 NUEVOS SOLES

CAPITULO V: DISCUSIÓN

1. Distribución Arquitectónica

Los sistemas estructurales son las misma por lo tanto en distribución en planta son los mismos utilizando los mismos elementos verticales, el área a construir y el área techada en ambos sistemas es la misma con la diferencia que en la estructura con la bubble deck no se aprecian vigas como se aprecian en la estructura con losa aligerada.

2. Análisis sísmico

A continuación, se muestra los datos más importantes en un análisis sísmico que son los pesos y las derivas en una estructura.

a) Peso

En la tabla 56 se puede apreciar los resultados calculados tanto para un sistema estructural con losa bubble deck y para un sistema estructural con sistema de losa aligerada mediante el modelado en el software ETABS.

Tabla 56

Peso de la edificación por cada nivel según el tipo losa

Nivel	Losa bubble deck	Losa aligerada
Primero	288,526	360,863
Segundo	288,210	360,863
Tercero	288,210	360,863
Cuarto	179,601	203,430
Peso total	1044,547 Tn	1286,019 Tn

Podemos definir que la estructura utilizando losa bubble deck es más ligero con una diferencia de una 20% a comparación de la estructura utilizando losa bubble deck.

b) Distorsiones laterales

En la siguiente tabla 57 y la tabla 58 se evidencia las derivas obtenidas del programa para las estructuras utilizando un sistema dual con losa aligerada y una estructura dual utilizando losa bubble deck las derivas máxima son basadas según la norma E030.

Tabla 57

Derivas de entrepiso X-X por tipo de losa

Nivel	Losa aligerada			Losa bubble deck		
	Δ_x	$\Delta_{m\acute{a}x}$	$\Delta_{m\acute{a}x}(\%)$	Δ_x	$\Delta_{m\acute{a}x}$	$\Delta_{m\acute{a}x}(\%)$
Cuarto	0,0044	0,007	62,85	0,0050	0,007	71,43
Tercero	0,0053	0,007	75,71	0,0056	0,007	80,00
Segundo	0,0052	0,007	74,28	0,0052	0,007	74,28
Primero	0,0026	0,007	37,14	0,0025	0,007	35,71

Tabla 58

Derivas de entrepiso Y-Y por tipo de losa

Nivel	Losa aligerada			Losa bubble deck		
	Δ_y	$\Delta_{m\acute{a}x}$	$\Delta_{m\acute{a}x}(\%)$	Δ_y	$\Delta_{m\acute{a}x}$	$\Delta_{m\acute{a}x}(\%)$
Cuarto	0,0042	0,007	60,00	0,0050	0,007	71,43
Tercero	0,0050	0,007	71,43	0,0055	0,007	78,57
Segundo	0,0049	0,007	70,00	0,0050	0,007	71,43
Primero	0,0027	0,007	38,57	0,0025	0,007	35,71

De las tablas se puede definir que las derivas en la estructura dual utilizando losa bubble deck es mayor que la estructura utilizando losa aligerada tanto en el sentido X-X como en el sentido Y-Y este aumento se puede definir desde un 1% hasta un 10% de diferencia respecto a la deriva máxima definida en la norma E030.

3. Diseño estructural

a) Elementos estructurales

Tabla 59

Concreto y acero en los elementos estructurales de losa aligerada.

Elementos	Concreto (m³)	Acero (kg)
Columnas	65,10	8176
Vigas	111,68	10 656,58
Placas	46,81	806,84
Losa aligerada	166,58	10 215,53
Zapata	41,78	1313
TOTAL	431,94	31 167,91

Tabla 60

Concreto y acero en los elementos estructurales de losa bubble deck.

Elementos	Concreto (m³)	Acero (kg)
Columnas	65,10	8176
Vigas	48,00	3 369,36
Placas	46,81	806,84
Losa aligerada	184,03	19 697,38
Zapata	25,15	808,64
TOTAL	369,08	32 858,18

b) Concreto y acero en cimentación

Ambos sistemas trabajan como un sistema dual y mantienen todos sus elementos verticales tanto en la losa bubble deck y la losa aligerada, esto se debe a los esfuerzos que generan el sismo en la estructura.

Por lo tanto, en concreto y acero se mantiene los mismo tanto para columnas y placas a diferencia de las zapatas ya que la reducción de peso hace que la dimensión disminuya.

En el anexo 2 se detalla los elementos estructurales para cada tipo de sistema.

CONCLUSIONES

Como resultado final se puede decir que la losa bubble deck es un poco más económica y se comporta una manera relativamente bien respecto a un sismo.

Se pudo determinar que las secciones de las columnas y placas se mantienen mientras que las zapatas se ven la diferencia, esto se debe a que el peso de la estructura disminuye, pero al estar en una zona altamente sísmica necesitamos elementos rígidos que soporten la fuerza sísmica que existe.

El sistema de losas con bubble deck tiene una mayor deriva comparado con el sistema tradicional esto se debe a que se eliminó las vigas para el diseño de etabs.

Resulta más económico la losa tipo bubble deck pero también se debe a que no existen vigas en este diseño por lo que reduce considerablemente en el aspecto económico.

RECOMENDACIONES

Como recomendación utilizar este sistema de losa bubble deck en lugares que no sean altamente sísmicos para que los elementos no sean comprometidos en relación a los esfuerzos generados por la fuerza sísmica.

Las secciones de los elementos estructurales verticales no varían en zonas que tiene alto riesgo sísmico tanto para la estructura utilizando losa bubble deck como para una estructura utilizando losa aligerada, existe una variación en los elementos horizontales, es posible utilizar el sistema de losas bubble deck para disminuir las vigas peraltadas en zonas altamente sísmicas.

Las derivas obtenidas nos muestran que la estructura utilizando una losa aligerada tiene un comportamiento sísmico mejor ante una estructura considerando losa bubble deck, si se desea utilizar este tipo de losa se tendría que aumentar placas para que disminuyan los desplazamientos.

En la comparativa económica resulta ser más económica la propuesta de la estructura utilizando los bubble deck, si se desea disminuir costos es recomendable utilizar este tipo de losa bubble deck en luces mas largas para obtener un mayor ahorro económico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amaya Astudillo, T., Galindo Bacuilima, B. (2015). *Análisis del comportamiento y aplicación de losas bubbledeck*. Cuenca – Ecuador: Universidad de Cuenca.
- Basantes R. (2016). *Análisis de eficiencia estructural entre una losa nervada y una losa alivianada con pelotas de plástico reciclado*.
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil (CIP)
- Cosinga Perez, A y Gomez del Aguila, Rodolfo. (2017). *Análisis comparativo del costo estructural de un edificio empleando losas aligeradas con poliestireno expandido versus ladrillo de arcilla*. Chiclayo – Perú: Universidad de San Martín de Porres.
- CsiEspaña. (2019). <https://www.csiespana.com>. Obtenido de <https://www.csiespana.com/software/5/etabs>
- Graus Medina, D., Vidal Cardeña, Maurico., David Polanco, A. y Alvarado Cabrera, S. (2020). *Propuestas técnicas para el diseño y construcción de losas en dos sentidos*. Lima – Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú
- Maldonado L. & Villamil C. (2016). *Evaluación del uso de sistemas estructurales aporticados, para zonas de amenaza sísmica alta y baja en Colombia*.
- Nicácio, W. *Sistemas constructivos con losas Bubble Deck*
- Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*, decimoquinta edición. Lima: Fondo Editorial PUCP.

Quino Quispe, W. (2019). *Optimización de concreto en losas aligeradas en construcción de viviendas, con la incorporación de vacíos esféricos y aplicación del sistema Bubble Deck*. Ayacucho – Perú: Universidad nacional de San Cristóbal de Huamanga.

Rochel Awad, R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Fondo editorial Universidad Eafit.

SENCICO (2018). *Norma Técnica de Diseño sismorresistente E.030*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.

SENCICO (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto armado*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Segura, A. (2017). *Manual de Proceso Constructivo de losas Bubble Deck (BDM) para edificaciones*. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.

Villarreal Castro, G. *Predimensionamiento de elementos estructurales*

ANEXOS

Anexo 1. MATRIZ DE CONSISTENCIA					
Título:	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA EDIFICACION DE CONCRETO ARMADO DE CUATRO PISOS UTILIZANDO LOSAS BUBBLE DECK Y LOSA ALIGERADA EN LA CIUDAD DE TACNA 2021				
Autor:	Bach. Yender Samir Rueda Ruffran Bach. Jose Manuel Jimenez Choquecota				
Planteamiento de problema	Hipótesis	Objetivo	Variable	Indicador	Método
Problema General	Hipótesis General	Objetivo General	Variable Independiente		Tipo de investigación
¿Cuál es la comparativa estructural de losas bubble deck y losas aligeradas en una edificación de cuatro pisos de concreto armado en la ciudad de Tacna?	Las losas bubble deck presentan un mejor comportamiento en el diseño estructural frente a un sistema de losa aligerada en una edificación de cuatro pisos.	Realizar la comparación del diseño y análisis estructural de una edificación de cuatro pisos de concreto armado con losas aligeradas y losas bubble deck en la ciudad de Tacna.	Tipos de entresijos de losas bubble deck y Losa aligerada	<ul style="list-style-type: none"> • Predimensionamiento. • Volumen • Diseño de acero. • Sistema estructural R0. 	Descriptivo - Explicativo
Problemas Específicos	Hipótesis Específicas	Objetivos Específicos	Variable Dependiente		Nivel de investigación
¿Cuáles son las secciones de los elementos estructurales utilizando una losa bubble deck?	Las secciones de los elementos estructurales en la bubble deck son menores a una losa aligerada.	Calcular las secciones de los elementos estructurales de un edificio empleando losas bubble deck y una losa aligerada.	Diseño de una edificación de concreto armado de cuatro pisos y análisis de costos.	<ul style="list-style-type: none"> • Estructuración de la edificación. • Análisis sísmico y estático por medio del software Etabs. • Comprobación de derivas máxima según norma. • Costo de la edificación 	Analítico - Descriptivo
¿Cuál de los dos tipos de losas bubble deck y losa aligerada tienen un mejor comportamiento sísmico?	Las losas bubble deck presentan un mejor comportamiento sísmico ante una losa aligerada convencional.	Analizar el comportamiento sísmico que tendrá los tipos de losas bubble deck y losas aligeradas en una edificación de cuatro pisos.			
¿Cuál de los dos sistemas de losas es el más económico en una edificación de cuatro pisos?	La losa bubble deck en la construcción de una edificación de cuatro pisos será más económica que una construcción de losa aligerada.	Realizar un comparativo económico de la losa colaborante y losa aligerada de los materiales con mayor incidencia en una edificación de cuatro pisos en la ciudad de Tacna.			
					Población y/o muestra Edificaciones de 4 niveles de concreto armado

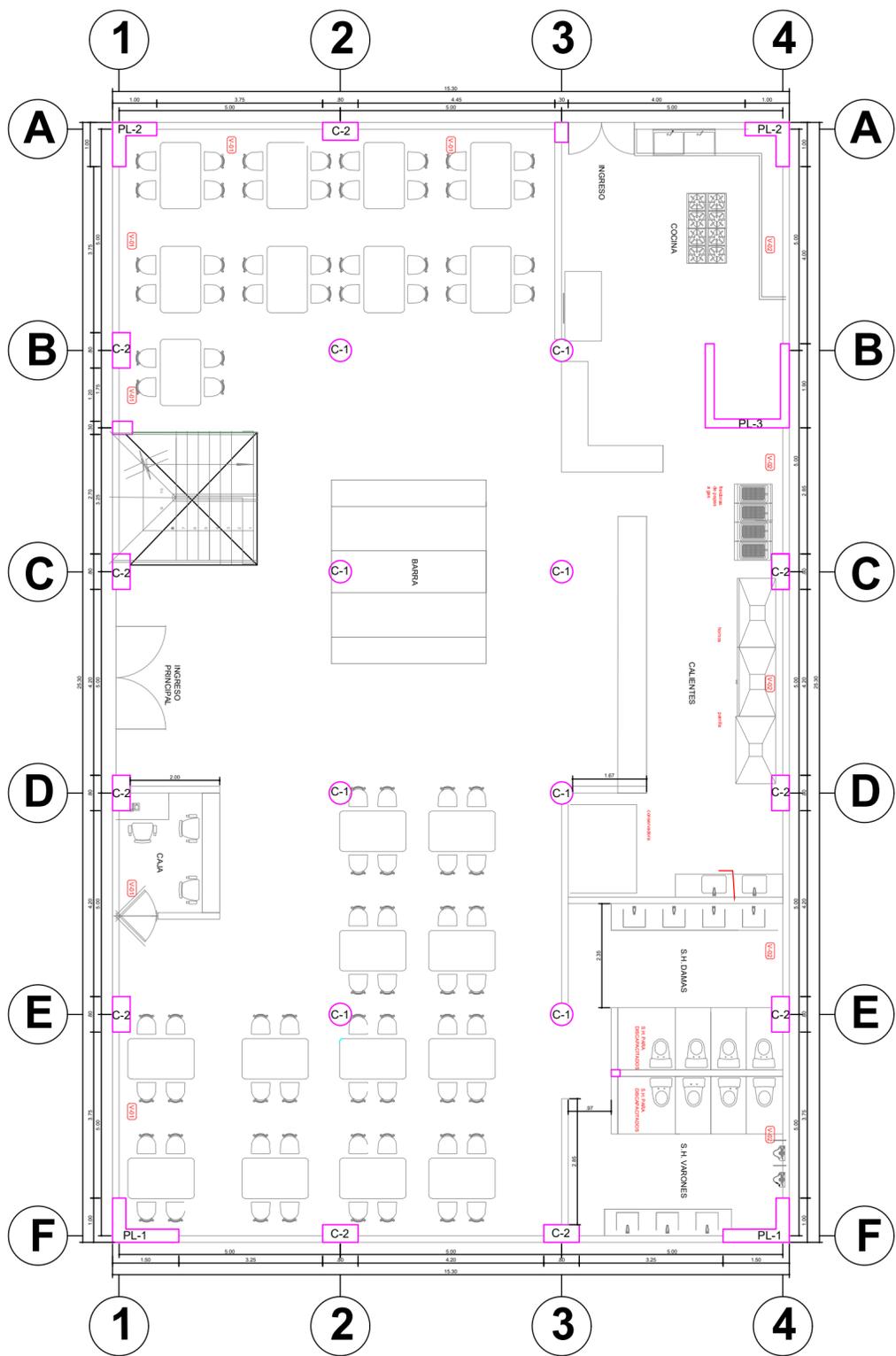
Anexo 2:

a) Planos Sistema aligerado

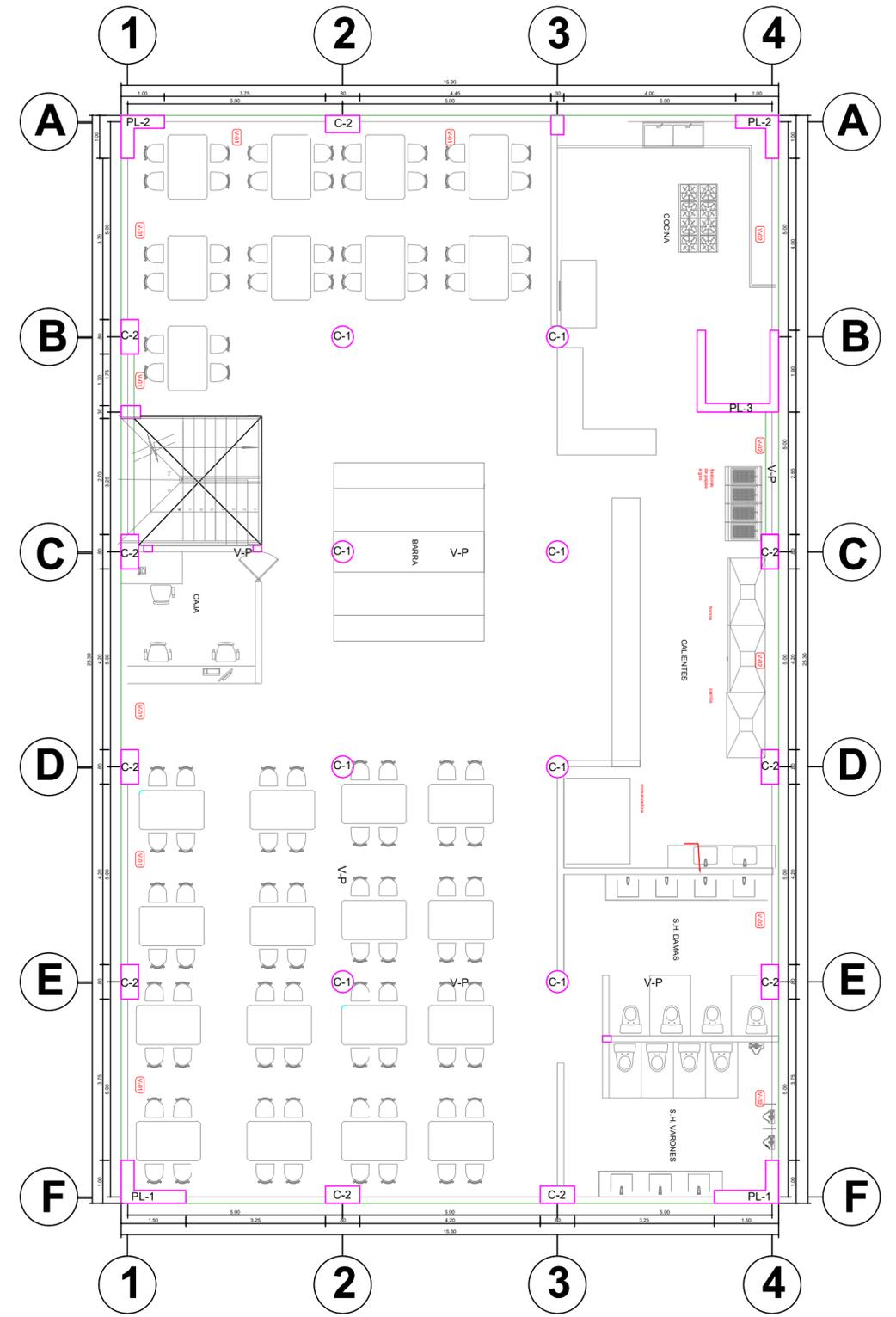
- Arquitectura (Pagina 128 – A 01)
- Columna, placa y viga (Pagina 128 – D 01)
- Cimentación (Pagina 128 – C 01)
- Losa aligerada (Pagina 128 – L 01)

b) Planos Sistema bubble deck

- Arquitectura (Pagina 128 – A 02)
- Columna, placa, viga y abaco (Pagina 128 – D 02)
- Cimentación (Pagina 128 – C 02)
- Losa aligerada (Pagina 128 – L 02)



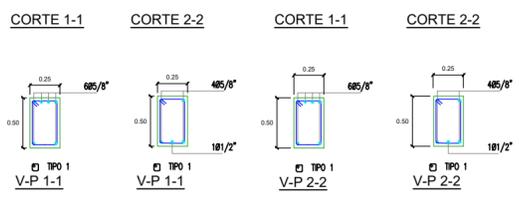
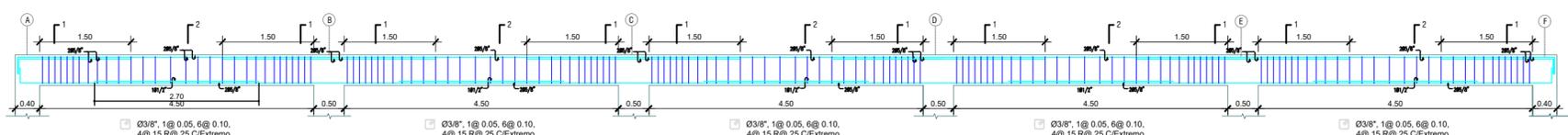
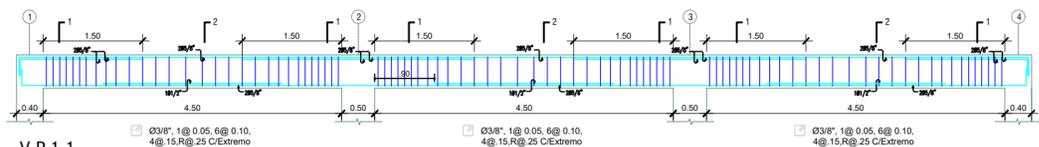
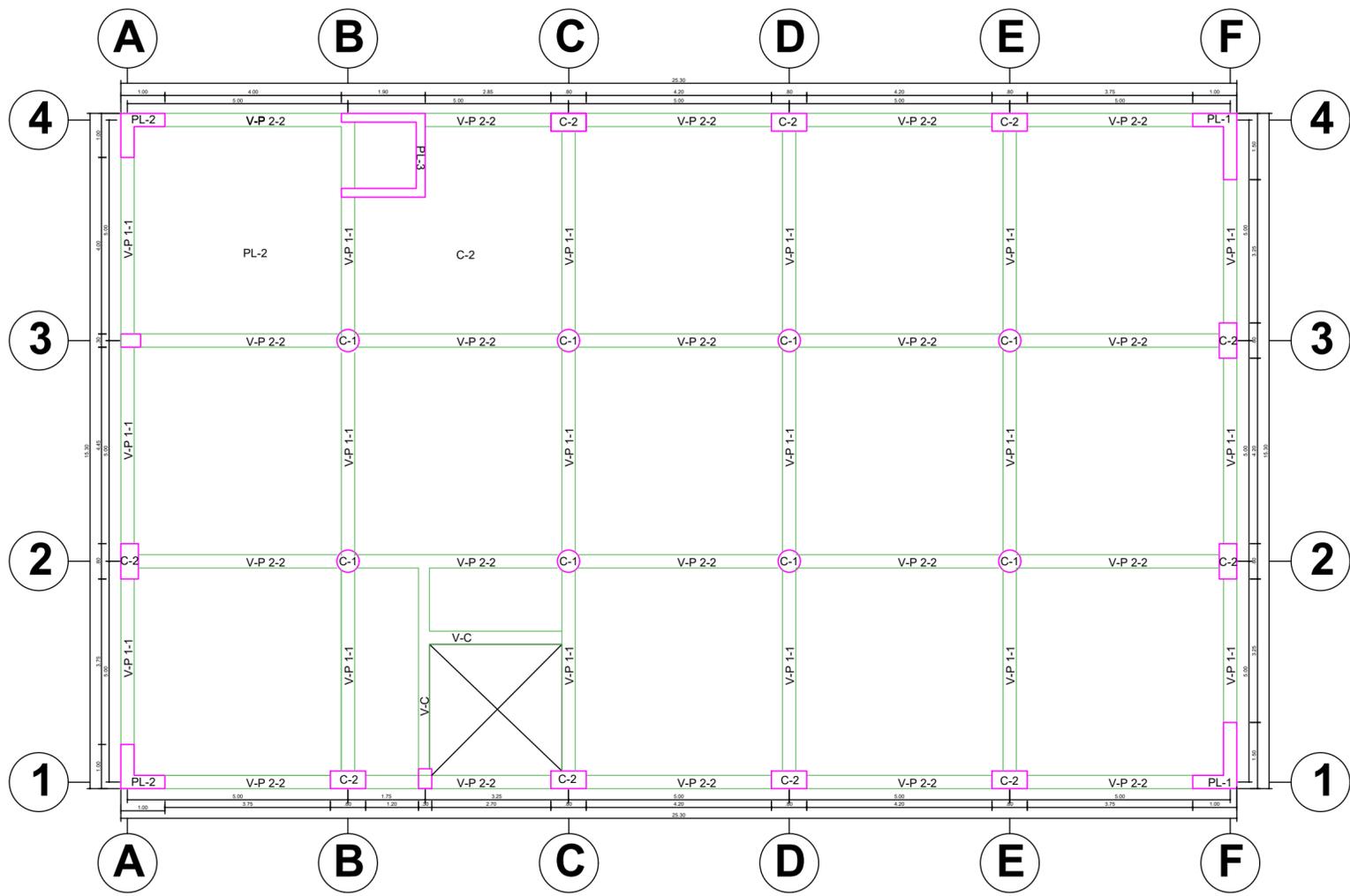
ARQUITECTURA NIVEL 1
ESC: 1/100



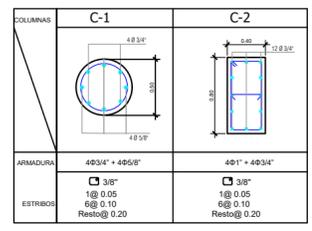
ARQUITECTURA NIVEL N° 2,3,4
ESC: 1/100

	Proyecto:	RESTAURANTE		Lamina:	01 de 01
	Plano:	ARQUITECTURA		Escala:	INDICADA
	Ubicacion:	AV. HUMNBOTL B-1 DIST. CR. REGORIO ALBARRACIN, TACNA			
	Dibujo:	mdpp		Fecha:

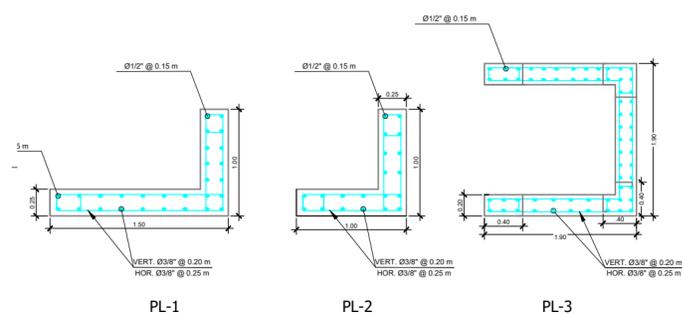
A-01



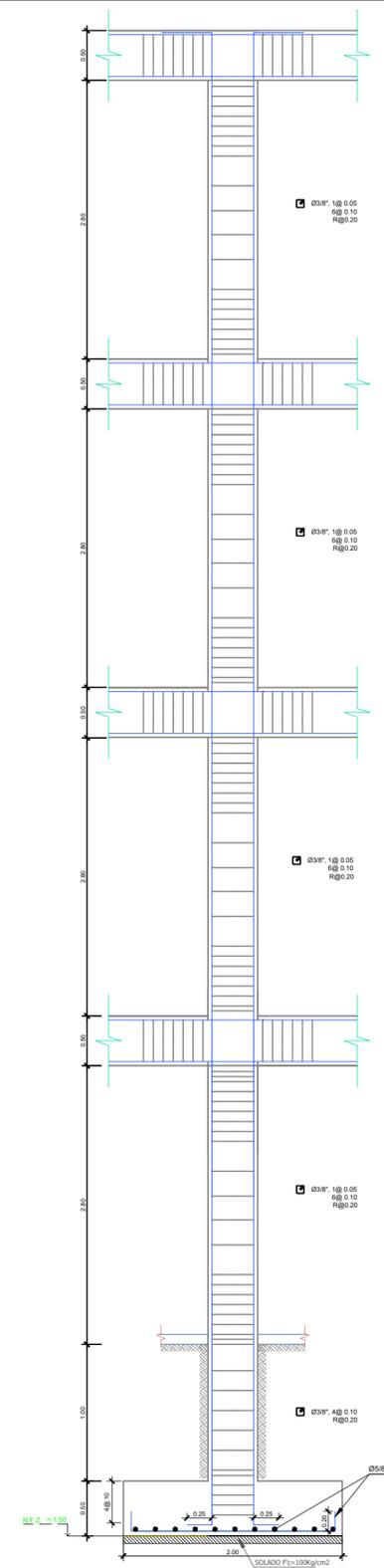
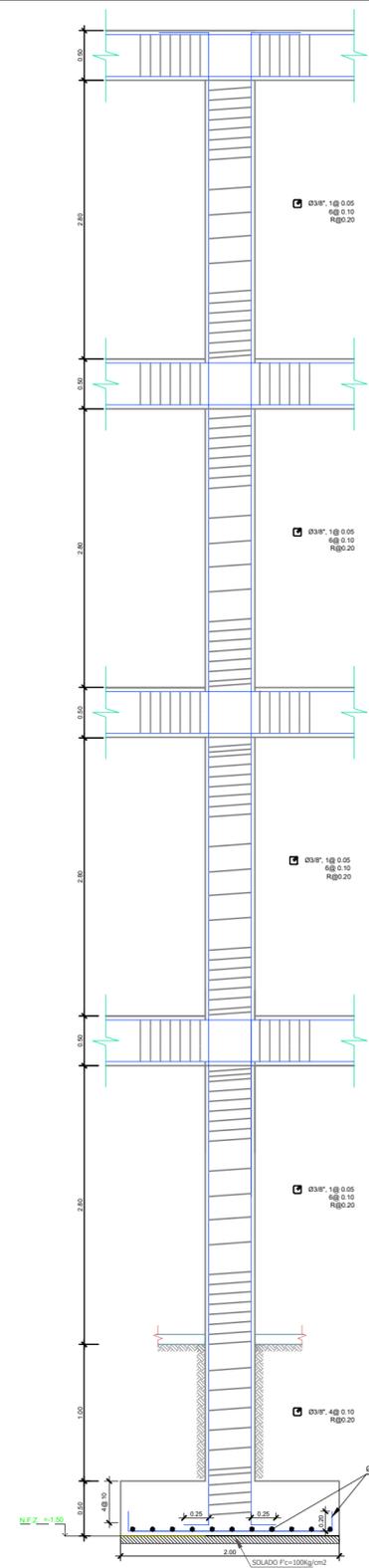
DET. VIGA
ESC: 1/50



DET. COLUMNA
ESC: 1/50

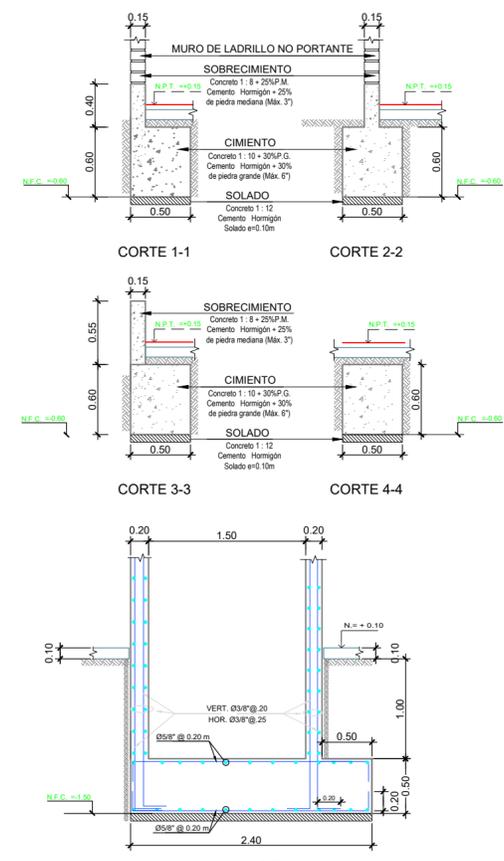
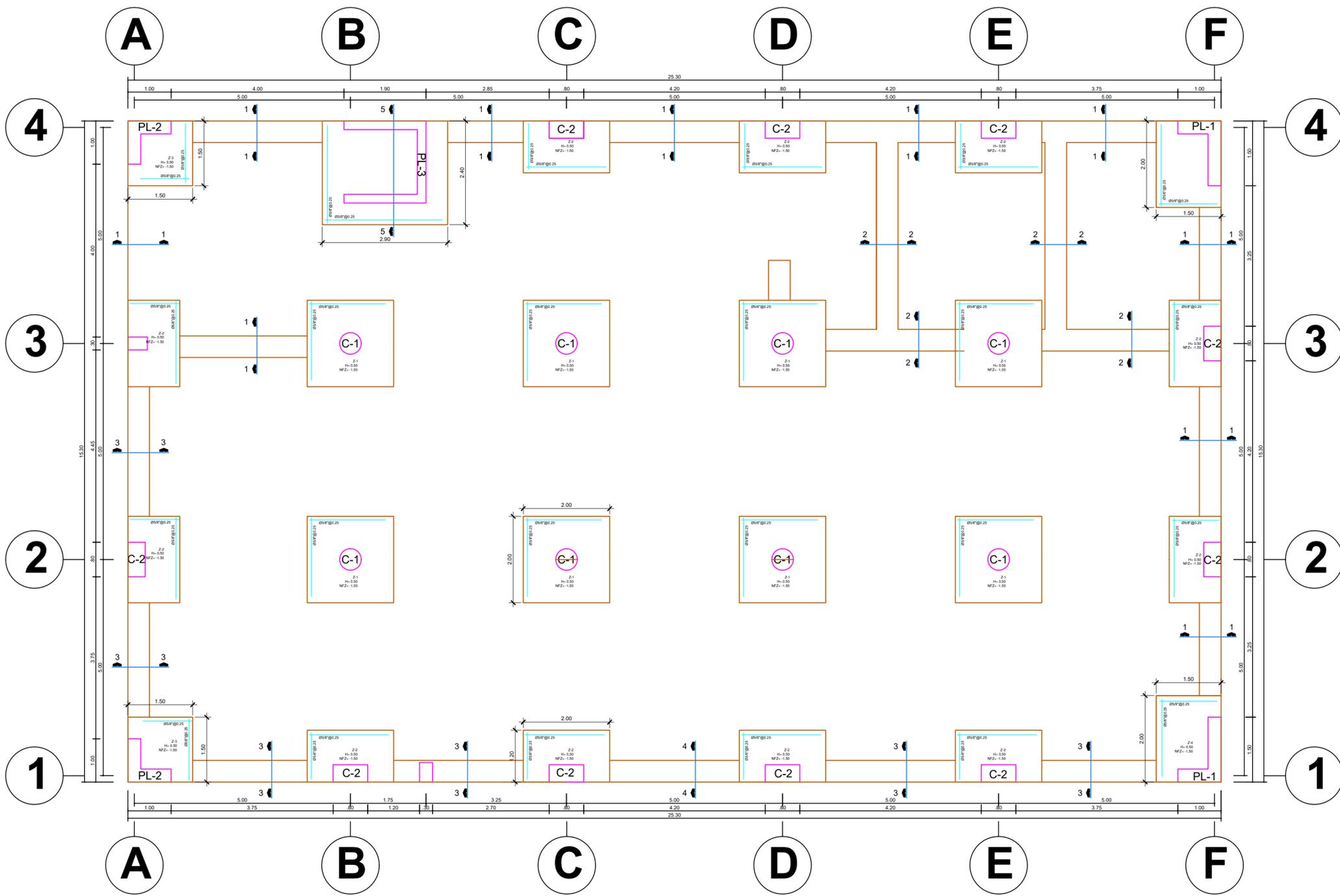


DET. PLACAS
ESC: 1/50

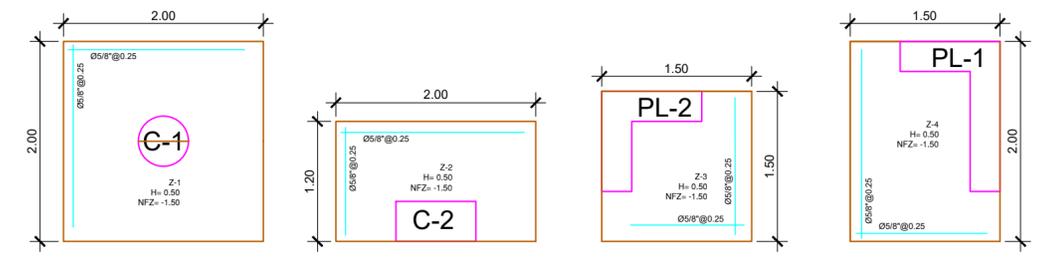


	Proyecto:	RESTAURANTE		Lamina:	01 de 01
	Plano:	DETALLE : VIGA - COLUMNA - PLACA - ABACO		Escala:	INDICADA
	Ubicacion:	AV. HUMNBOTL B-1 DIST. CR. REGORIO ALBARRACIN, TACNA			
	Dibujo:	mdpp	Fecha:		

D-01



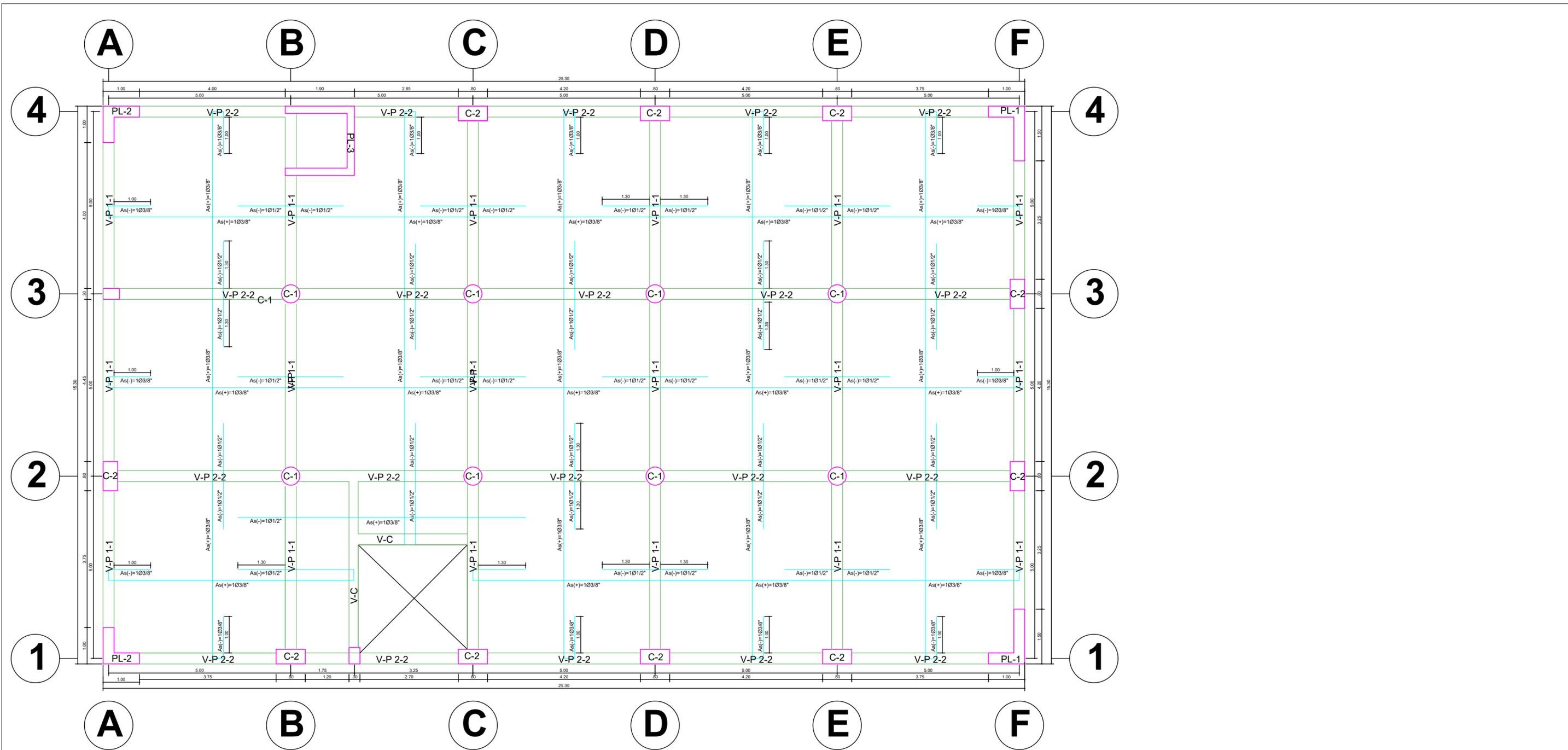
PLANO CIMENTACIONES
ESC:1/75



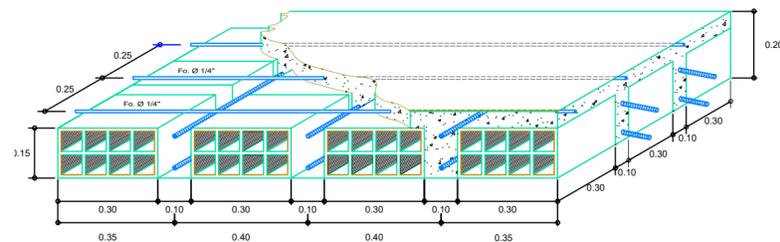
DET. ZAPATA
ESC: 1/50

	Proyecto:	RESTAURANTE		Lamina:	01 de 01
	Plano:	CIMENTACION		Escala:	INDICADA
	Ubicacion:	AV. HUMNBOTL B-1 DIST. CR. REGORIO ALBARRACIN, TACNA			
	Dibujo:	mdpp		Fecha:	

C-01

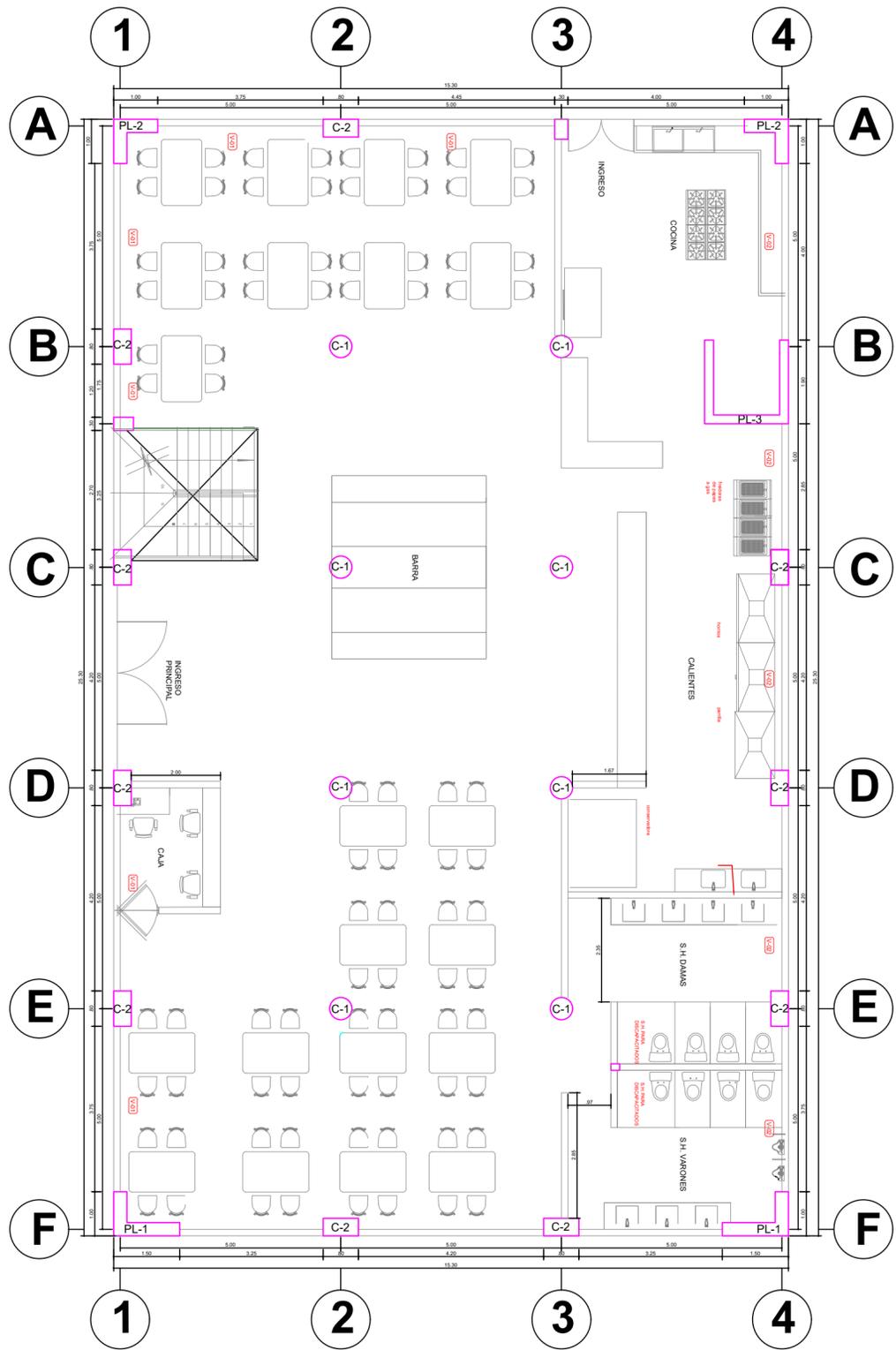


LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL NIVEL N° 1,2,3,4
 ESC:1/75

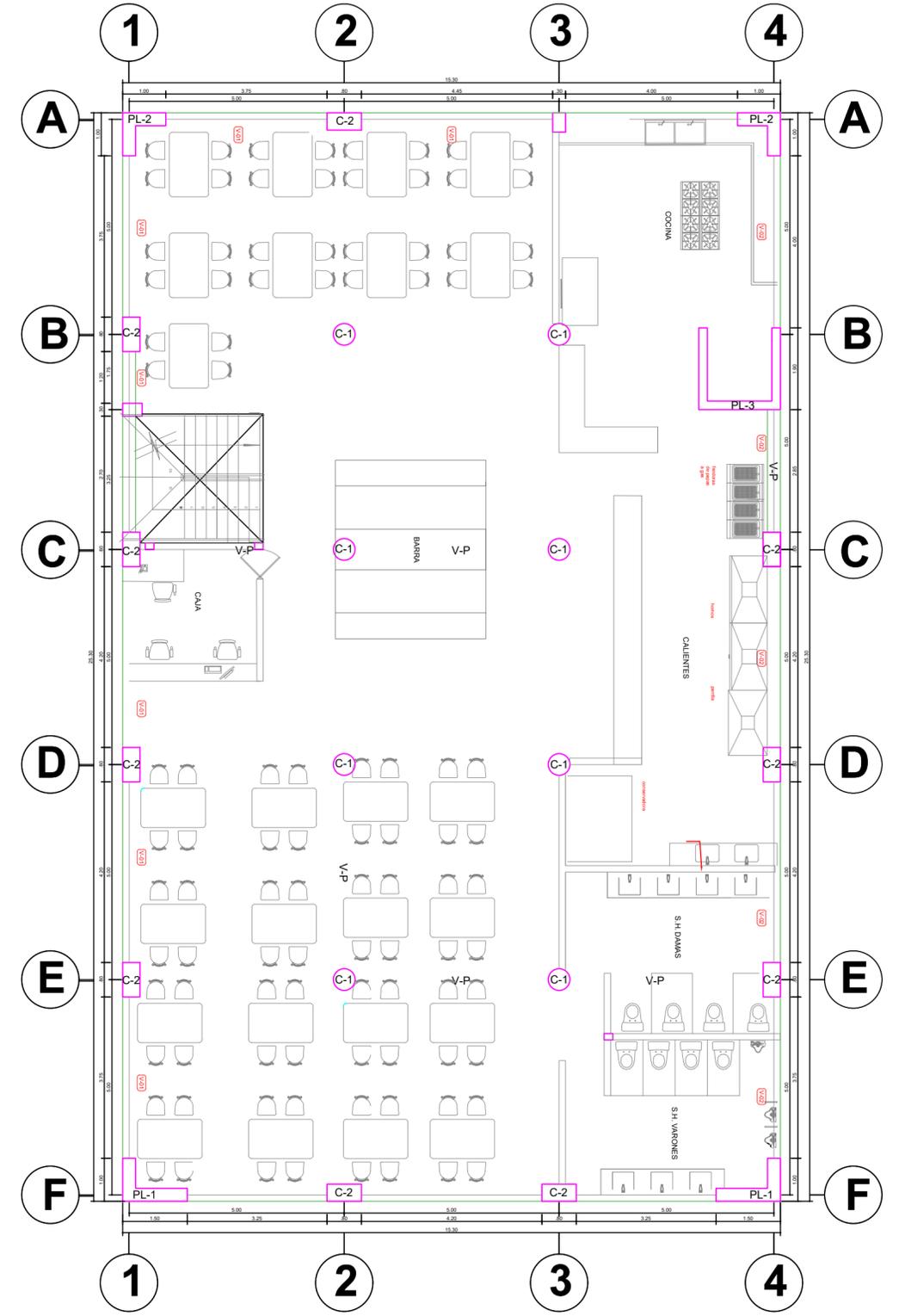


CORTE ISOMETRICO DE ALIGERADO BIDIRECCIONAL H=20CM

	Proyecto:	RESTAURANTE		Lamina:	01 de 01
	Plano:	LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL			
	Ubicación:	AV. HUMNBOTL B-1 DIST. CR. REGORIO ALBARRACIN, TACNA		Escala:	INDICADA
	Dibujo:	mdpp		Fecha:
L-01					



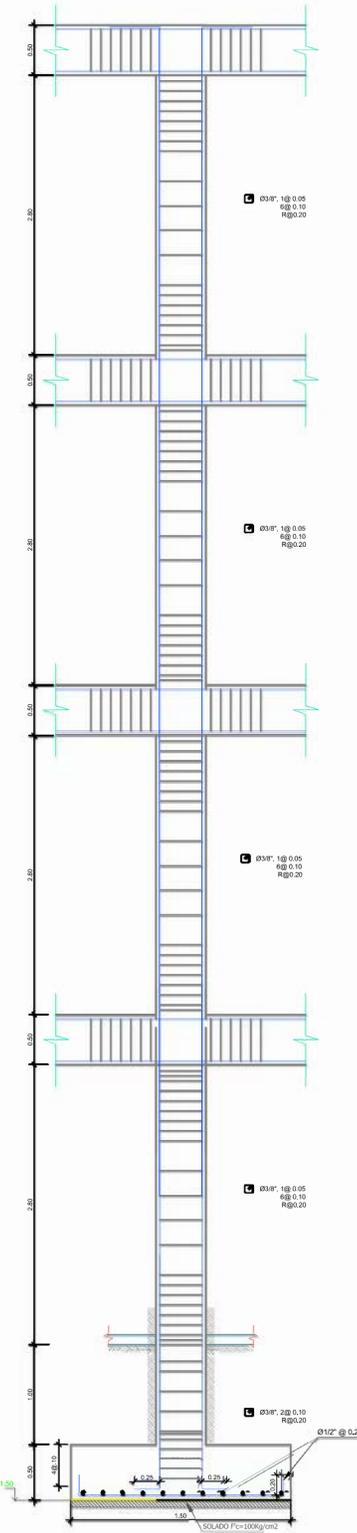
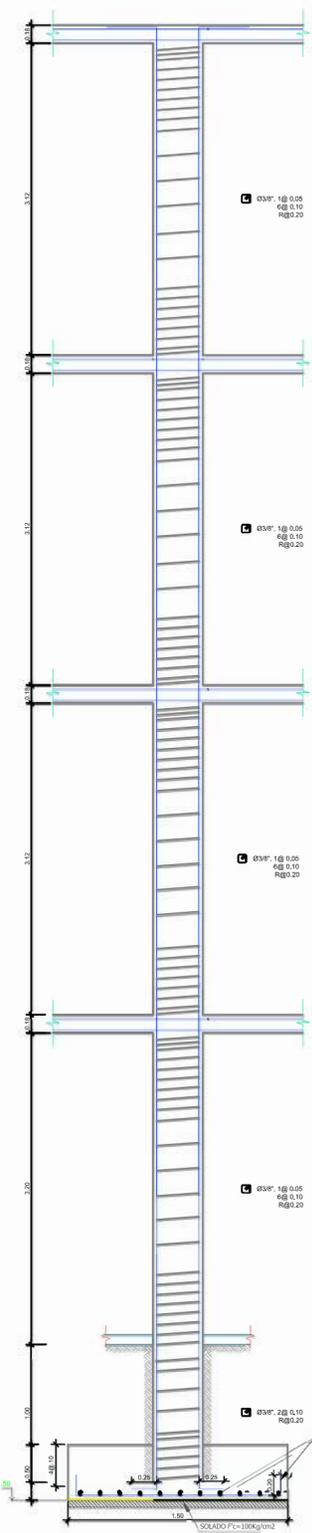
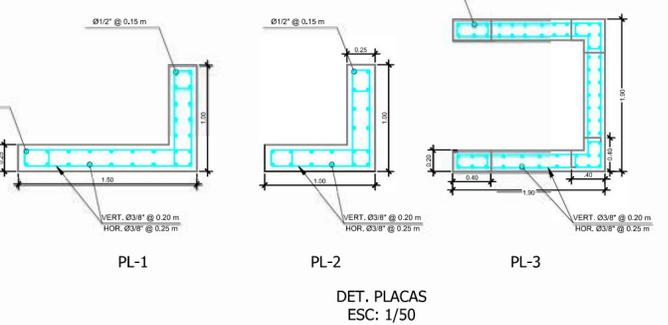
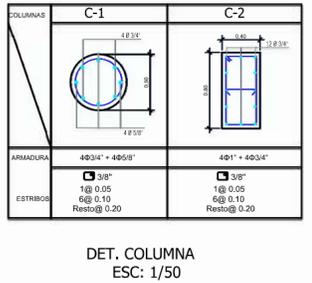
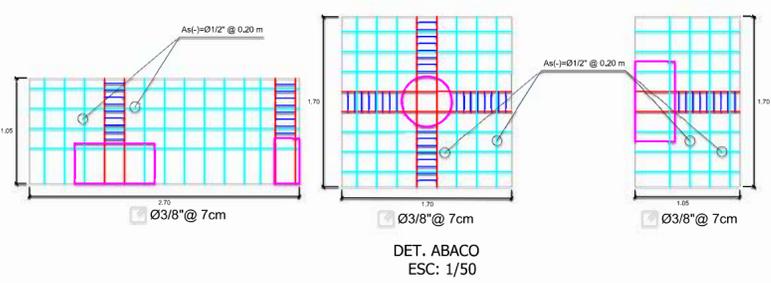
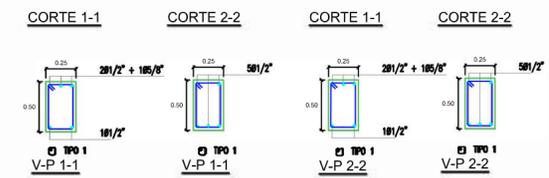
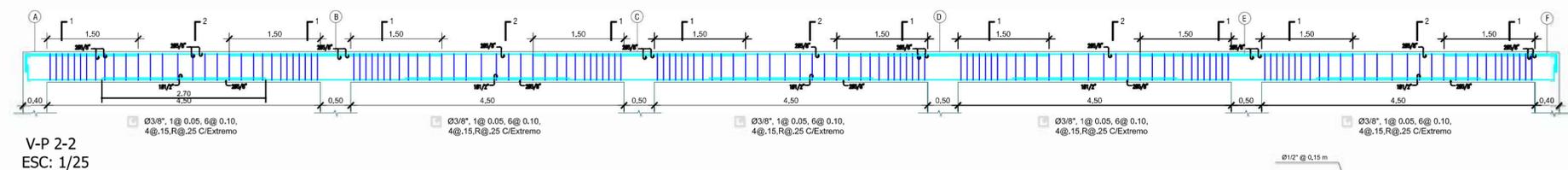
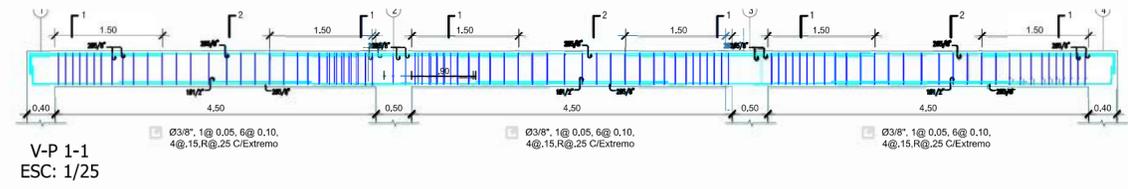
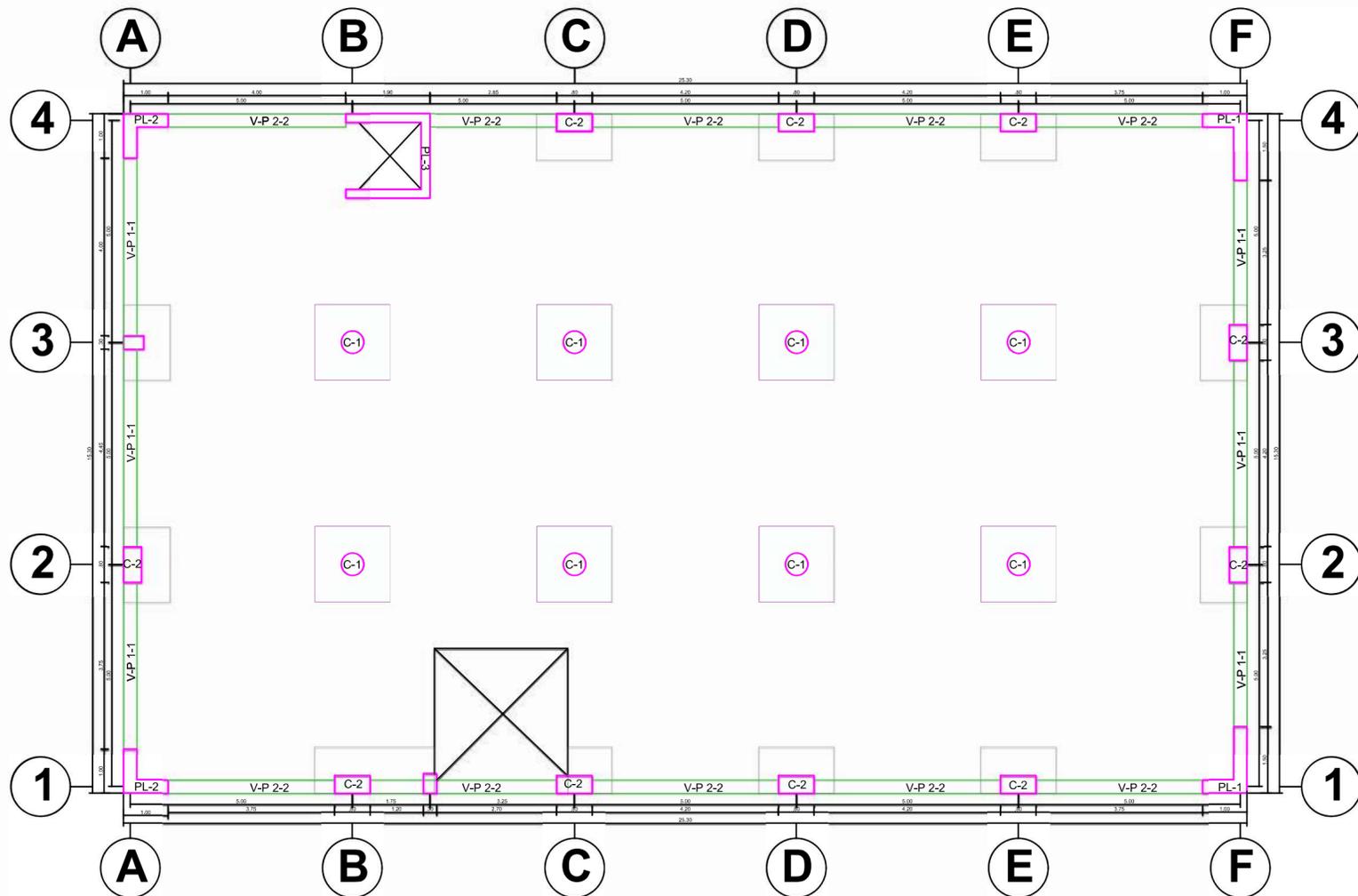
ARQUITECTURA NIVEL 1
ESC: 1/100



ARQUITECTURA NIVEL N° 2,3,4
ESC: 1/100

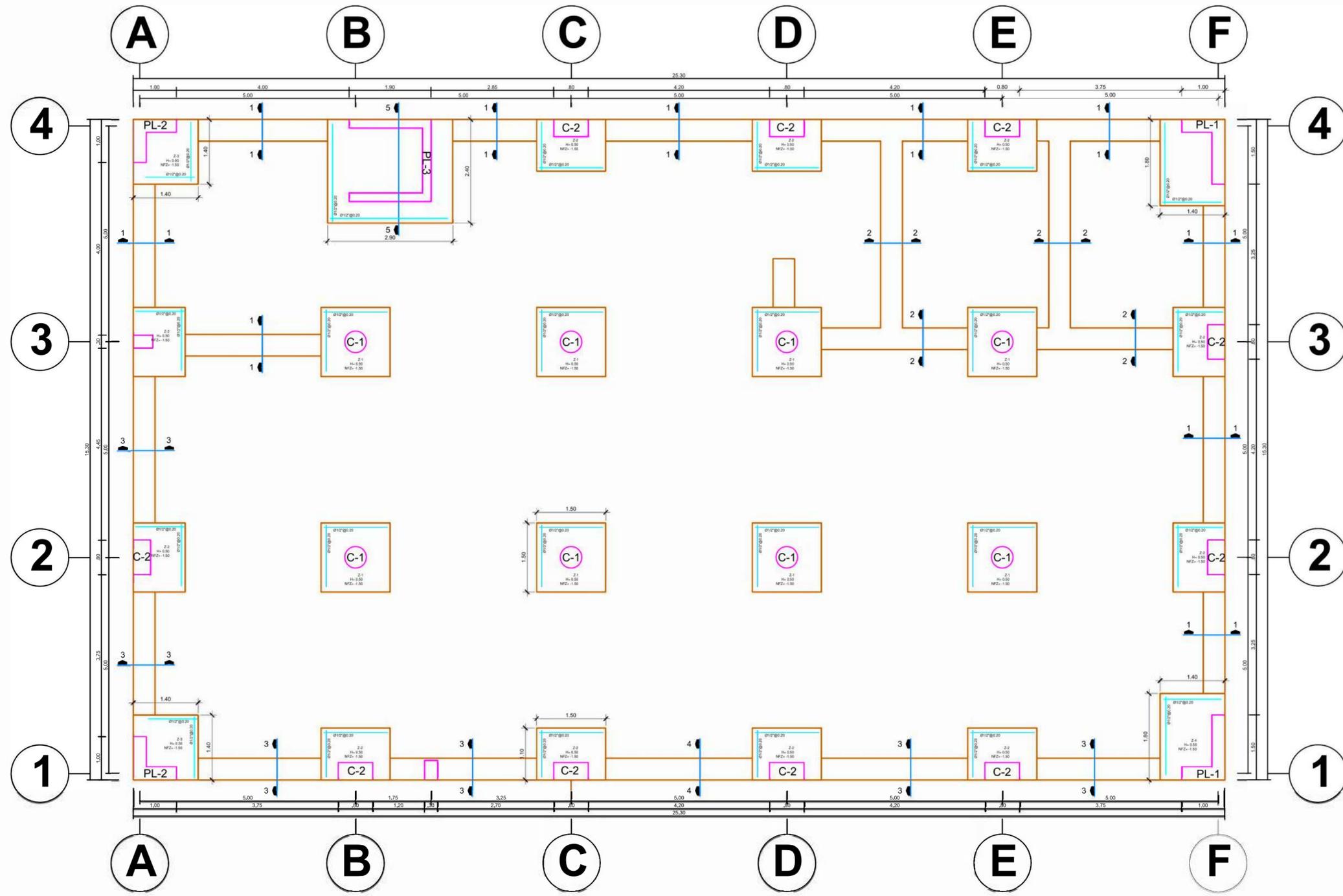
	Proyecto:	RESTAURANTE		Lamina:	01 de 01
	Plano:	ARQUITECTURA		Escala:	INDICADA
	Ubicación:	AV. HUMNBOTL B-1 DIST. CR. REGORIO ALBARRACIN, TACNA			
	Dibujo:	mdpp		Fecha:	

A-02

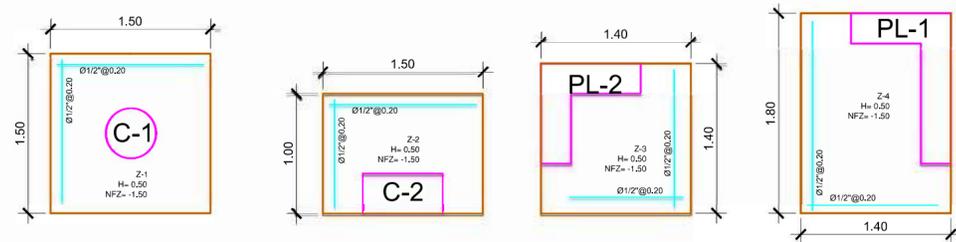


	Proyecto:	RESTAURANTE		Lamina:	01 de 01
	Plano:	DETALLE : VIGA - COLUMNA - PLACA - ABACO			
	Ubicación:	AV. HUMBERTO B-1 DIST. CR. RESORIO ALBARRACIN, TACNA	Escala:	INDICADA	
	Dibujó:	mdpp	Fecha:		

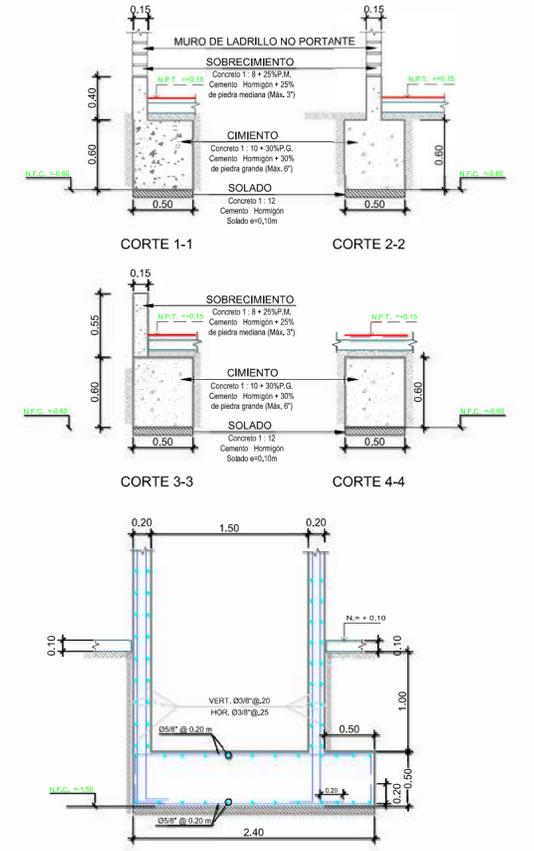
D-02



PLANO CIMENTACIONES
ESC:1/75

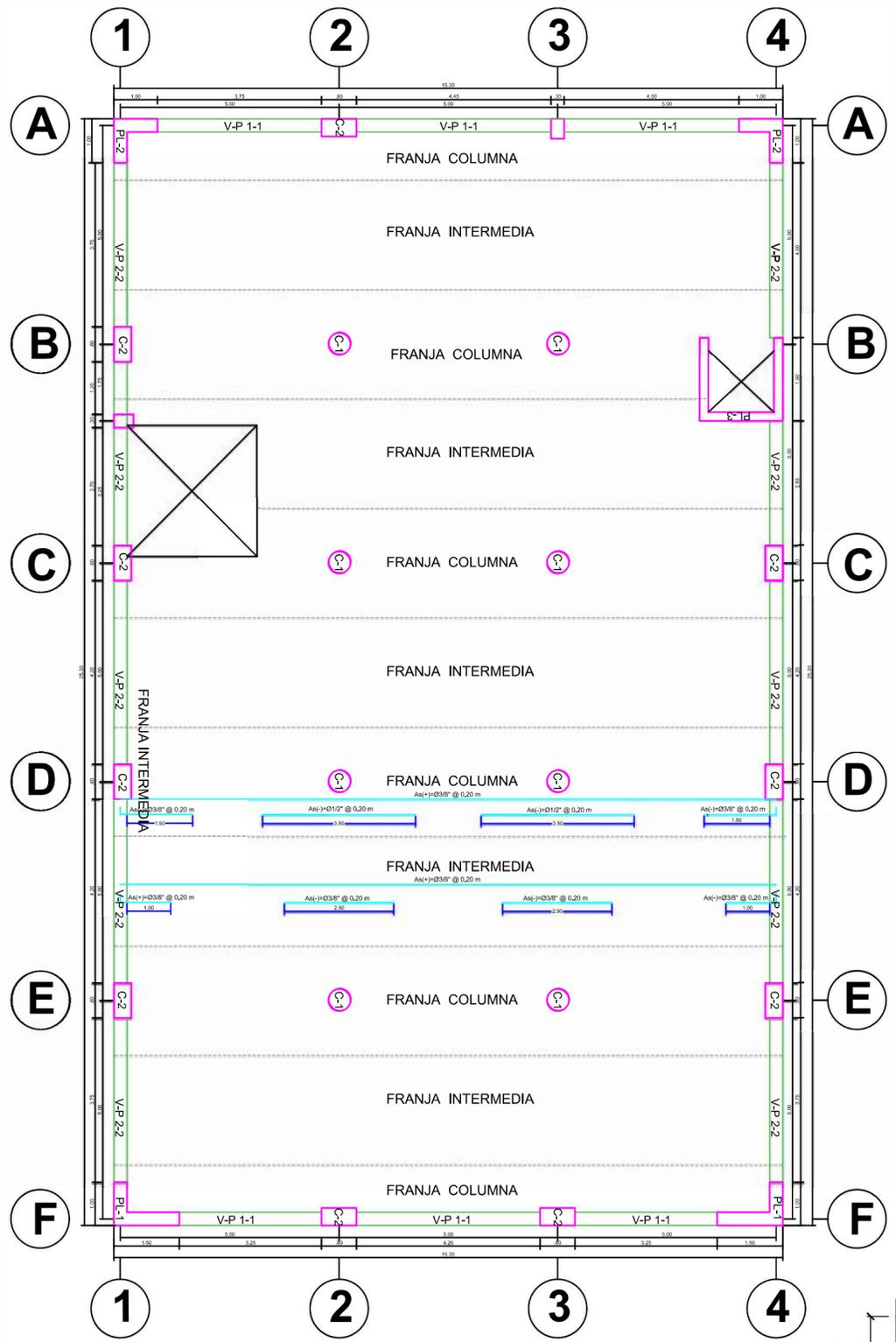


DET. ZAPATAS
ESC: 1/50

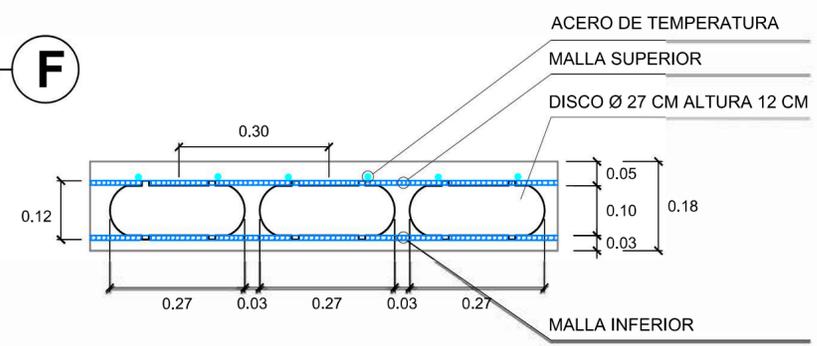


DET. CIMENTACION
ESC:1/50

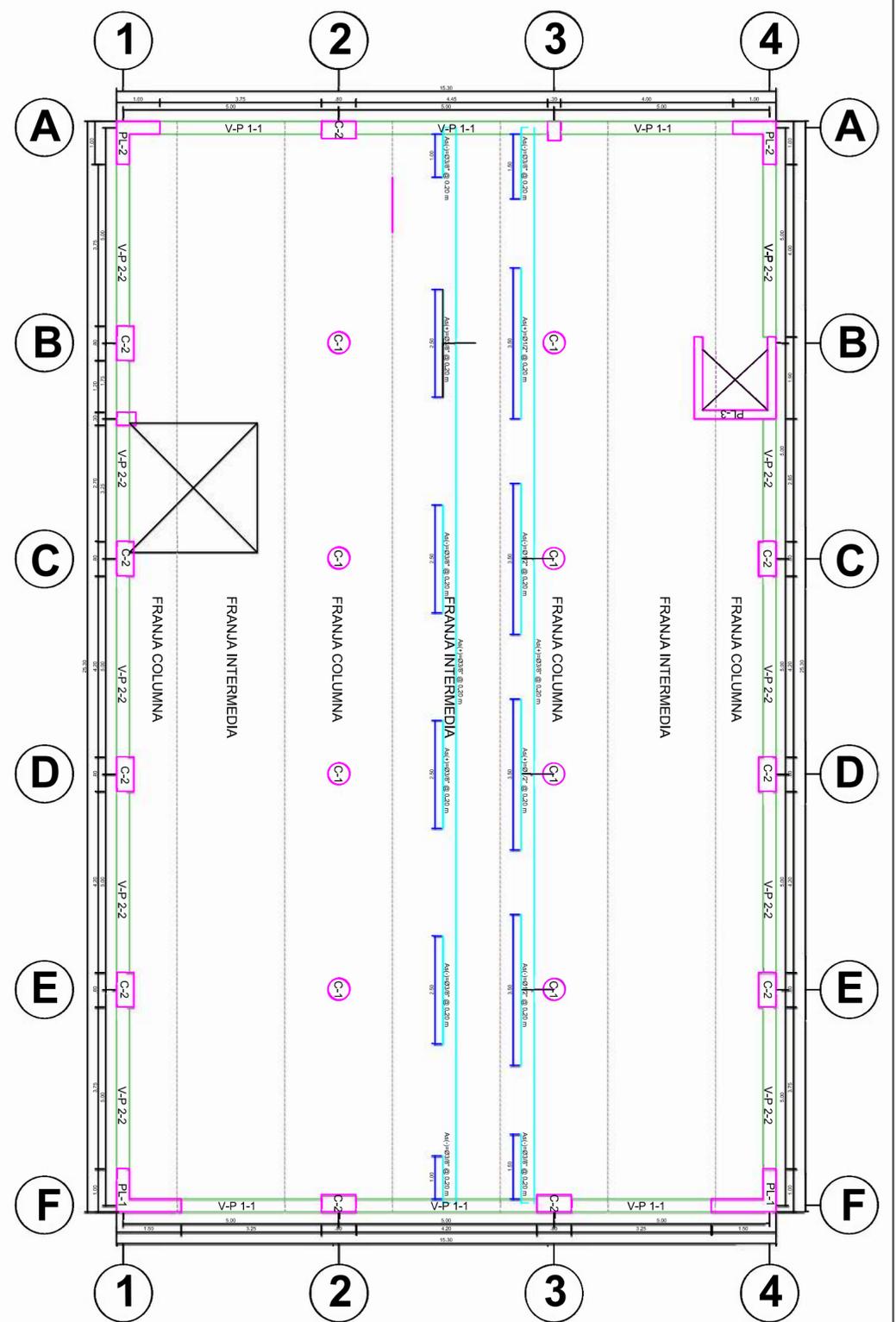
	Proyecto:	RESTAURANTE		Lamina: 01 de 01 C-02	
	Plano:	CIMENTACION			
	Ubicación:	AV. HUMNBOTI B-1 DIST. CR. REGORIO ALBARRACIN - TACNA	Escala:		INDICADA
	Dibujo:	mdpp	Fecha:	



LOSA BUBBL DECK NIVEL N° 1,2,3,4
ESC:1/100



DET. LOSA BUBBLE DECK
ESC :1/20



LOSA BUBBLE DECK NIVEL N° 1,2,3,4
ESC:1/100

	Proyecto:	RESTAURANTE		Lamina:	01 de 01
	Plano:	LOSA ALIGERADA BIDIRECCIONAL			
	Ubicación:	AV. HUMNBOTL B-1 DIST. CR. REGORIO ALBARRACIN, TACNA	Escala:	INDICADA	
	Dibujo:	mdpp	Fecha:		

L-02