

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EMPLEANDO
SISTEMA DE ENTREPISOS DE VIGUETAS PREFABRICADAS DE
ACERO EN EL DISTRITO DE SURQUILLO, LIMA**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

CUETO ALBERTO RONNY RAÚL

ASESOR:

Ms. AYBAR ARRIOLA GUSTAVO ADOLFO

JURADO:

Dr. CANCHO ZUÑIGA, GERARDO ENRIQUE

Ms. GARCÍA URRUTIA OLAVARRÍA, ROQUE JESÚS LEONARDO

Ms. TABORY MALPARTIDA, GUSTAVO AUGUSTO

LIMA – PERÚ

2019

DEDICATORIA

A Dios, por ser guía en todos los días de mi vida.

A mis padres y mi familia, por brindarme todo su cariño y apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTO

A mi prestigiosa Alma Máter, la Universidad Nacional Federico Villarreal, honorable templo del saber. Mis gracias eternas a esta maravillosa universidad por haberme formado académica y moralmente en la importante profesión de la Ingeniería Civil.

RESUMEN

La presente tesis titulada “DISEÑO DE EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR EMPLEANDO SISTEMA DE ENTREPISOS DE VIGUETAS PREFABRICADAS DE ACERO EN EL DISTRITO DE SURQUILLO, LIMA” tiene por finalidad analizar el comportamiento sísmico que tendrá la edificación empleando el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas de acero y estudiar la contribución que tendrá este sistema en lo concerniente a la optimización de los costos y los tiempos de ejecución de la edificación.

La presente tesis promueve el empleo de sistema de entrepisos como una alternativa eficiente en el proceso constructivo de losas aligeradas. Esto se debe a que el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas no requiere de encofrados y los casetones de EPS son fáciles de maniobrar debido a que son mucho más ligeros que los ladrillos de techo.

A su vez en la presente tesis se realizará un análisis comparativo a nivel económico y estructural entre el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas y el sistema de entrepisos convencional.

Palabras clave: Sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas.

ABSTRACT

The present thesis entitled "MULTIFAMILY BUILDING DESIGN USING SYSTEM OF PREFABRICATED STEEL JOINTS IN THE DISTRICT OF SURQUILLO, LIMA" aims to analyze the seismic behavior that the building will have using the mezzanine system of prefabricated steel joists and study the contribution that this system will have regarding the optimization of the costs and the execution times of the building.

This thesis promotes the use of a mezzanine system as an efficient alternative in the construction process of lightened slabs. This is because the system of prefabricated joists mezzanines does not require formwork and EPS caissons are easy to maneuver because they are much lighter than roof bricks.

At the same time in the present thesis a comparative analysis will be made at the economic and structural level between the system of mezzanines of prefabricated joists and the system of conventional mezzanines.

Keywords: System of mezzanines of prefabricated joists.

Índice general

Dedicatoria	2
Agradecimiento	3
Resumen	4
Abstract	5
Capítulo I: Introducción	16
1.1 Descripción y formulación del problema	16
1.2 Antecedentes	17
1.3 Objetivos	22
1.4 Justificación e importancia.....	23
1.5 Hipótesis.....	24
Capítulo II: Marco teórico	25
2.1 Sistemas constructivos de losas de entrepiso	25
2.2 Normatividad.....	27
Capítulo III: Método.....	28
3.1 Tipo de investigación	28
3.2 Ámbito temporal y espacial.....	28

3.3 Variables.....	33
3.4 Población y muestra	33
3.5 Instrumentos	34
3.6 Procedimientos	34
3.7 Análisis de datos.....	35
3.7.1 Características de los materiales	35
3.7.2 Características del terreno	36
3.7.3 Cargas de diseño.....	37
3.7.3 Estructuración.....	39
3.7.4 Modelo estructural.....	41
3.7.5 Análisis sísmico.....	43
Capítulo IV: Resultados	50
4.1 Resultados del análisis del sistema de entrepisos convencional	50
4.2 Resultados de análisis estático	58
4.3 Análisis dinámico.....	59
4.4 Diseño de los elementos estructurales.....	66
4.5 Sistema de entrepisos convencional.....	67

4.6 Sistema de entrepisos con viguetas prefabricadas.....	104
4.7 Presupuesto.....	132
4.7.1 Presupuesto para la edificación con el sistema de entrepisos convencional	133
4.7.2 Presupuesto para la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas	135
Capítulo V: Discusión de resultados	137
Conclusiones	143
Recomendaciones.....	144
Referencias	145
Anexo 01: Cargas ultimas para viguetas “Vigacero”	148
Anexo 02: Planos.....	150

Índice de figuras

Figura 1: Planta 1° nivel.....	30
Figura 2: Planta 2°, 3°, 4°, 5°, 6° y 7° nivel.....	31
Figura 3: Planta Azotea.....	32
Figura 4: Estados de carga	37
Figura 5: Modelo en 3D de la edificación.....	42
Figura 6: Zonificación sísmica.....	43
Figura 7: Estructuración de la losa aligerada convencional.....	50
Figura 8: Momentos debido a la CM del eje A (1° modelo).....	52
Figura 9: Momentos debido a la CV del eje A (1° modelo)	53
Figura 10: Cortantes debido a la CM del eje A (1° modelo).....	54
Figura 11: Cortantes debido a la CV del eje A (1° modelo)	55
Figura 12: Axiales debido a la CM del eje A (1° modelo).....	56
Figura 13: Axiales debido a la CV del eje A (1° modelo)	57
Figura 14: Análisis modal espectral (1° modelo).....	61
Figura 15: Espectro de pseudo aceleraciones (1° modelo)	62

Figura 16: Distorsiones de entrepiso del centro de masa (1° modelo).....	65
Figura 17: Sección de la losa aligerada a analizar.	67
Figura 18: Momentos últimos de la vigueta convencional	68
Figura 19: Acero de refuerzo de la vigueta convencional.....	69
Figura 20: Fuerzas cortantes últimas en la vigueta convencional.....	70
Figura 21: Detalle de la losa aligerada convencional.....	71
Figura 22: Longitud de corte del acero en losas – sistema de entrepisos convencional	72
Figura 23: Diseño final del paño analizado – sistema de entrepisos convencional	72
Figura 24: Paño de la losa maciza a diseñar – sistema de entrepisos convencional	73
Figura 25: Método del sobre – sistema de entrepisos convencional.....	77
Figura 26: Diseño final de la losa maciza (1° modelo) - sistema de entrepisos convencional	79
Figura 27: Momentos últimos en la viga (1° modelo) - sistema de entrepisos convencional.....	80
Figura 28: Fuerzas cortantes últimas de la viga (1° modelo) – sistema de entrepisos convencional	83
Figura 29: Requerimientos de estribos en vigas - sistema de entrepisos convencional.....	84
Figura 30: Desarrollo de viga (1° modelo) – sistema de entrepisos convencional	85

Figura 31: Diagrama de interacciones de la columna (1° modelo) – sistema de entrepisos convencional.....	88
Figura 32: Requerimiento de estribos en columnas – sistema de entrepisos convencional	90
Figura 33: Sección de la columna (1° modelo) – sistema de entrepisos convencional.....	92
Figura 34: Diagrama de interacción de la placa (1° modelo) – sistema de entrepisos convencional	94
Figura 35: Detalle final de la placa (1° modelo) – sistema de entrepisos convencional.....	97
Figura 36: Dimensionamiento de la zapata - sistema de entrepisos convencional	99
Figura 37: Detalle final de la zapata (1° modelo) – sistema de entrepisos convencional	104
Figura 38: Momentos últimos de la vigueta compuesta – sistema con viguetas prefabricadas ...	107
Figura 39: Sección de la vigueta prefabricada	108
Figura 40: Fuerzas cortantes últimas de la vigueta compuesta.	109
Figura 41: Detalle de la losa con viguetas prefabricadas	110
Figura 42: Diseño final de la losa maciza (2° modelo).....	111
Figura 43: Momentos últimos en la viga (2° modelo)	111
Figura 44 :Fuerzas cortantes últimas en la viga (2° modelo).....	114
Figura 45: Desarrollo de viga (2° modelo).....	116

Figura 46: Diagrama de interacciones de la columna (2° modelo).....	117
Figura 47: Detalle de la columna (2° modelo)	120
Figura 48: Diagrama de interacción de la placa (2° modelo).....	122
Figura 49: Detalle de la placa (2° modelo)	125
Figura 50: Dimensionamiento de la zapata – sistema con viguetas prefabricadas	127
Figura 51: Detalle de la zapata (2° modelo).....	131
Figura 52: Plano de Cimentación y Detalles	151
Figura 53: Plano de Encofrados Nivel 1,2,3,4,5 y 6.	151
Figura 54: Plano de Encofrados Azotea y techo.	151
Figura 55: Plano de desarrollo de Vigas	151
Figura 56: Plano de ascensor y cisterna.	151

Índice de tablas

Tabla 1: Factores de zona.....	44
Tabla 2: Parámetros de suelo.	44
Tabla 3: Categoría de la edificación (U)	45
Tabla 4: Sistemas estructurales	46
Tabla 5: Irregularidades en planta	47
Tabla 6: Cálculo de C/R	49
Tabla 7: Peso de la edificación (1° modelo)	51
Tabla 8: Distribución de la fuerza sísmica en altura	59
Tabla 9: Resultado del análisis pseudoestático.	60
Tabla 10: Modos de vibración (1° modelo)	63
Tabla 11: Fuerza cortante mínima en la base.....	63
Tabla 12: Límites para el desplazamiento lateral de entrepisos.....	64
Tabla 13: Desplazamiento de entrepisos por eje (1° modelo).....	64
Tabla 14: Cálculo de acero - – sistema de entrepisos convencional	77
Tabla 15: Cálculo del acero negativo - sistema de entrepisos convencional	81

Tabla 16: Cálculo del acero positivo - sistema de entrepisos convencional	81
Tabla 17: Cálculo de combinaciones – Sistema de entrepisos convencional	87
Tabla 18: Cargas que interactúan en la placa – sistema de entrepisos convencional.....	93
Tabla 19: Valores de la fuerza cortante – sistema de entrepisos convencional	95
Tabla 20: Cargas que llegan a la zapata – sistema de entrepisos convencional.....	98
Tabla 21: Momentos admisibles de las viguetas – sistema con viguetas prefabricadas	106
Tabla 22: Datos para acero negativo – sistema con viguetas prefabricadas	107
Tabla 23: Cálculo del acero negativo – sistema con viguetas prefabricadas	112
Tabla 24: Cálculo del acero positivo – sistema con viguetas prefabricadas.	112
Tabla 25: Diseño por flexocompresión – columna – sistema de viguetas prefabricadas.....	116
Tabla 26: Cargas que interactúan en la placa – sistema con viguetas prefabricadas	121
Tabla 27: Cálculo de fuerza cortante – sistema con viguetas prefabricadas	123
Tabla 28: Cargas que llegan a la zapata – sistema con viguetas prefabricadas.....	126
Tabla 29: Presupuesto para la edificación con el sistema de entrepisos convencional.....	133
Tabla 30: Presupuesto para la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas	135
Tabla 31: Cuadro comparativo– Peso de la Edificación	137

Tabla 32: Cuadro comparativo– Modos de vibración.....	138
Tabla 33: Cuadro comparativo - Fuerza cortante de diseño.....	139
Tabla 34: Cuadro comparativo - Desplazamiento de entrepisos.....	139
Tabla 35: Cuadro comparativo - Cantidad de materiales.....	139
Tabla 36: Cuadro comparativo - Presupuesto de estructuras de las edificaciones.....	140
Tabla 37: Carga última para losas simplemente apoyadas de viguetas vigacero espaciadas cada 84 cm.....	149

CAPÍTULO I

Introducción

1.1 Descripción y formulación del problema

Dentro del rubro de la industria de la construcción, al momento de construir las losas aligeradas, el procedimiento de encofrado que se realiza abarca mucho tiempo. Luego de ello se realiza la colocación de los ladrillos (los cuales se caracterizan por ser pesados para que los manipule una persona), y se lleva a cabo la colocación del acero de refuerzo en las viguetas, para de esta manera terminar con el vaciado monolítico de la losa. Por ello la presente tesis propondrá la aplicación del sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas a fin de reducir el tiempo que demanda todo el procedimiento anteriormente descrito, como también, el costo que éste implica. Se expondrá también la contribución de dicho sistema, en el aspecto sísmico.

Así pues, la presente tesis busca responder las siguientes preguntas:

¿Mediante el empleo del sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas de acero en el diseño de una obra de edificación, se podrá mejorar el comportamiento sísmico y las utilidades?

¿Es posible minimizar el tiempo y los costos en la ejecución de edificaciones si empleamos el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas de acero?

1.2 Antecedentes

a) En el ámbito internacional

Ureña (2012) señala en el proyecto final de graduación titulado “Herramienta para análisis de ingeniería de valor para sistemas de entrepisos y muros”, proyecto final de graduación para optar el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción por el Instituto Tecnológico de Costa Rica – Costa Rica, tiene por objetivo principal, brindar una visión de los procesos constructivos más utilizados por edificar, basaba en la investigación que permita considerar los principales aspectos de evaluación de sistemas constructivos de muros y entrepisos tomando en cuenta los diferentes factores que afectan el proceso como costos, mano de obra, rendimientos de maquinaria, acabados y limitaciones estructurales, ligado al avance de obra para definir los elementos los cuales marcan la ruta crítica en el avance de proyecto.

Teniendo como resultado las siguientes conclusiones:

- Mediante el proceso del proyecto de Graduación, se lograron los objetivos principales que fueron determinar los parámetros en costos, avance de la obra y limitaciones estructurales durante la etapa de diseño o en el proceso constructivo y a partir de esta base de datos desarrollar un método de comparación, evaluación y análisis que permita seleccionar el sistema constructivo que ofrezca mayores bondades competitivas, basándose en criterios ingenieriles.

- El análisis de resultados no se hubiera desarrollado de manera satisfactoria sin el apoyo del marco teórico y del análisis de rendimientos que se hicieron en los tres proyectos visitados durante el proceso, que fue como una guía para crearlo de acuerdo a las necesidades de la empresa y factores que deben tomarse en cuenta.
- A través de esta investigación se ha logrado determinar los rendimientos de grúa para las diferentes tareas que realiza de acuerdo al sistema constructivo.
- También se logró determinar los rendimientos de mano de obra para las principales labores del proceso constructivo. Estos rendimientos fueron evaluados por diferentes personas por lo que es el principal factor de error en la toma de los datos.

Ávila (2016) señala en el trabajo de grado titulado “Análisis de costos de los sistemas de entrepisos más utilizados en Colombia”, trabajo de grado para obtener el título de Ingeniero Civil por la Universidad de Cartagena – Colombia, tiene como objetivo principal, determinar, a través de un análisis de costos de los diferentes tipos de entrepiso más utilizados en Colombia, cual es el sistema de entrepiso más eficiente y económico a implementar en una edificación con una altura máxima de 15 metros.

Teniendo como objetivo principal las siguientes conclusiones:

- Se determinó que el sistema de entrepiso más económico es el sistema steel deck o de lámina colaborante, debido a que al emplear este sistema en una estructura aporricada demanda una menor cantidad de elementos de soporte secundarios que ayudan a la losa, además de que la lámina metálica colaborante absorbe gran parte los momentos positivos de la losa, reduciendo así la demanda de acero de refuerzo para esta y además cumple la función de formaleta al momento de fundir la losa, y genera un ahorro en alquiler de formaletería para losas.
- Pese a que dentro de los alcances de esta investigación no se contempla la cimentación, quedaría abierto el argumento para posteriores investigaciones que determinarían como se vería afectado el costo de cada sistema si incluiríamos los costos de los cimientos ya que al implementar un tipo específico de losa esta le aporta un peso específico diferente al peso que le añadiría si se usa un tipo de losa diferente, demandando así una cimentación de mayor o menor tamaño según el tipo de losa que sea implementada.
- El sistema de losa nervada en una dirección es la segunda más económica con una diferencia del 13% por encima de la losa steel deck, y en tercer lugar el sistema de losa maciza en dos direcciones con un porcentaje del 12% por encima de la nervada en una dirección, ya que este es uno de los más utilizados por que permite el ahorro del aligerante y demanda una menor cantidad de acero en el refuerzo de la losa.

b) En el ámbito nacional

Ramos (2002) señala en la tesis titulada “Análisis técnico y económico de losas de entrepiso”, tesis para obtener el título de Ingeniero Civil por la Universidad de Piura – Perú, tiene como objetivo principal, dar a conocer nuevos sistemas de losas de entrepiso, así como las consideraciones a tener en cuenta en el diseño.

Teniendo como resultado las siguientes conclusiones:

- El poliestireno como material aligerante de las losas de entrepiso proporciona una disminución del peso del elemento aligerante en un 99%, lo que origina que el peso propio de la losa disminuya en un 40% con respecto a las losas aligeradas de ladrillos de arcilla.
- Gracias a su versatilidad, el poliestireno permite trabajar con distancias libres entre viguetas mayores a los 30 cm, considerada usualmente. Además, es un material que puede ser trabajado con las herramientas habituales en la obra, lo que garantiza ajustes perfectos. Por otro lado, su bajo peso permite la facilidad de transporte y grandes economías en la instalación, sea cual fuere el sistema constructivo utilizado. El poliestireno posee una conductividad térmica baja, su estructura de células cerradas y rellenas de aire dificultan el paso del calor o del frío, traduciéndose en una capacidad alta de aislamiento térmico y acústico.

- El sistema de lámina colaborante permite un mayor rendimiento en la construcción de las losas de entrepiso. Este sistema es ideal cuando se maneja una gran área para techar. Permite obtener luces libres de hasta cuatro metros para una lámina de 2", con la ventaja de trabajar con cargas sobreimpuestas de 400 kg/m².

Paye Anco, Peña Castillo, & Franco Sánchez (2014) señalan en el artículo "Propuesta para la utilización de losas de entrepisos prefabricados y su evaluación costo-tiempo", artículo de la Escuela de Postgrado de la Universidad Privada de Ciencias Aplicadas - Perú, tiene por objetivo principal, determinar las diferencias entre las losas aligeradas en una y dos direcciones; losas macizas; losas prefabricadas compuestas con viguetas pretensadas y prefabricadas; losas compuestas con láminas colaborantes y las prelosas, que en la actualidad se ofrece en la industria de la construcción peruana.

Teniendo como resultado las siguientes conclusiones:

- Es posible reducir el costo (15%) y tiempo (64% a 83%) en las losas de entrepiso utilizando elementos prefabricados respecto a los sistemas tradicionales. La reducción de tiempo también nos demandara menores gastos generales.
- Los sistemas prefabricados propuestos utilizan menos recursos en obra que los convencionales y aumentan el porcentaje de trabajo productivo.

- El sistema de placas colaborantes permite un mayor rendimiento en la construcción de las losas de entrepiso. Este sistema es ideal cuando se maneja una gran área para techar. Las placas colaborantes evitan el uso de los encofrados, al cual debe considerarse el uso del falso cielo raso en algunos ambientes como aulas, oficinas y otros.
- Las prelosas son una de las mejores soluciones para la construcción de entre pisos con el proceso constructivo de prelosas macizas y ligeras. Al ser un sistema prefabricado, ofrece mayor velocidad de ejecución en los procesos constructivos y un ahorro considerable de 15% frente a otros sistemas convencionales. La prelosa como elemento prefabricado trabaja como encofrado convencional de techo, colocándose de forma modulada sobre un sistema simple de apuntalamiento y cuyos extremos descansan sobre los encofrados de las vigas del paño. Tienen un acabado caravista, con lo cual no requieren tarrajeo de cielo raso ni colocación de falso cielo raso, pudiendo quedar como acabado cara vista en ambientes como estacionamientos, sótanos u otros.

1.3 Objetivos

a. Objetivo general

Realizar el diseño de edificación multifamiliar empleando sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas de acero en el distrito de Surquillo, Lima.

b. Objetivos específicos

- Analizar el comportamiento sísmico que tendrá la edificación empleando el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas de acero.
- Estudiar la contribución del sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas en lo concerniente a la optimización de los costos y los tiempos de ejecución de una edificación.

1.4 Justificación e importancia

El tema elegido para la presente tesis se justifica en el aporte que brinda el sistema de entrepisos en el tiempo de ejecución de obras de edificación, y, por consiguiente, en la reducción de los costos.

A su vez la presente tesis promueve el empleo de sistema de entrepisos como una alternativa eficiente en el proceso constructivo de losas aligeradas. Esto se debe a que el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas no requiere de encofrados y los casetones de EPS son fáciles de maniobrar debido a que son mucho más ligeros que los ladrillos de techo.

1.5 Hipótesis

Mediante el empleo del sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas de acero en el diseño de una obra de edificación, se podrá mejorar el comportamiento sísmico y las utilidades en materia de costos y tiempos de ejecución.

CAPÍTULO II

Marco teórico

2.1 Sistemas constructivos de losas de entrepiso

Sistema de losas con vigueta prefabricadas

Ramos (2002) señala que:

La vigueta que compone este sistema está elaborada con una armadura de alta resistencia, reforzada adicionalmente con el área de acero que especifican los cálculos. Esto se integra a una base de arcilla, lo que le proporciona ligereza y adherencia para cualquier tipo de acabado. El ladrillo de techo y poliestireno se pueden usar como un complemento para este sistema. (p.5)

Sistema de placas alveolares pretensadas

Ramos (2002) señala que:

El sistema está compuesto por placas prefabricadas en concreto pre-esforzado, las cuales sirven de formaleta para el concreto que se debe fundir sobre ellas para que se comporten monolíticamente. Se adhieren gracias a la rugosidad que presentan las losas en su cara superior. Estas placas son colocadas sobre elementos portantes, como muros o vigas. (p.7)

Sistema de losas con lámina colaborante

Ramos (2002) señala que:

Este método forma parte del sistema de losa de entrepiso que incorpora láminas de acero formadas en frío y una losa de concreto reforzada vaciada sobre dichas láminas, que actúan de manera monolítica y forman una sección compuesta. Las láminas de acero sirven de encofrado para el vaciado de la losa de concreto, así como de refuerzo positivo de la losa una vez que el concreto haya fraguado. Por esto se dice que es una lámina colaborante. La malla de acero de refuerzo que se recomienda colocar tiene como propósito absorber los efectos de la retracción de fraguado del concreto y los cambios térmicos que ocurran en el sistema. (p. 10)

Sistema de losas con armadura metálica de celdillas autoportantes

Ramos (2002) señala que:

La armadura metálica está constituida por celdillas abiertas y nervios que le confieren capacidad autoportante, trabaja como encofrado y refuerzo positivo de la losa de compresión en la ejecución de todo tipo de techo, sustituye a los ladrillos de arcilla y concreto, así como a los elementos prefabricados.

2.2 Normatividad

Se seguirán las disposiciones de los reglamentos y normas nacionales e internacionales, las cuales se detallan a continuación:

- Reglamento Nacional de Edificaciones (2009)
- E-020 Cargas
- E-030 Diseño Sismorresistente.
- E-050 Suelos y Cimentaciones;
- E-060 Concreto Armado
- E-070 Albañilería
- ACI 318-2008 (American Concrete Institute)
- Building Code Requirements for Structural Concrete

CAPÍTULO III

Método

3.1 Tipo de investigación

Aplicada y cuantitativa.

3.2 Ámbito temporal y espacial

La presente tesis está basada en el proyecto de “Vivienda Multifamiliar”, ubicado en el distrito de Surquillo, provincia y departamento de Lima, con un área de terreno de 184m². La obra será próximamente ejecutada.

Descripción de la edificación

El proyecto en el que se basa la presente tesis contempla dos frentes y está conformado por 07 niveles y 01 azotea, del cual todos los niveles tienen una altura libre de 2.40m.

A su vez, el proyecto cuenta con 06 estacionamientos y 13 departamentos. En el 01 primer nivel se cuenta con 01 departamento y el resto se distribuye en 02 departamentos por nivel.

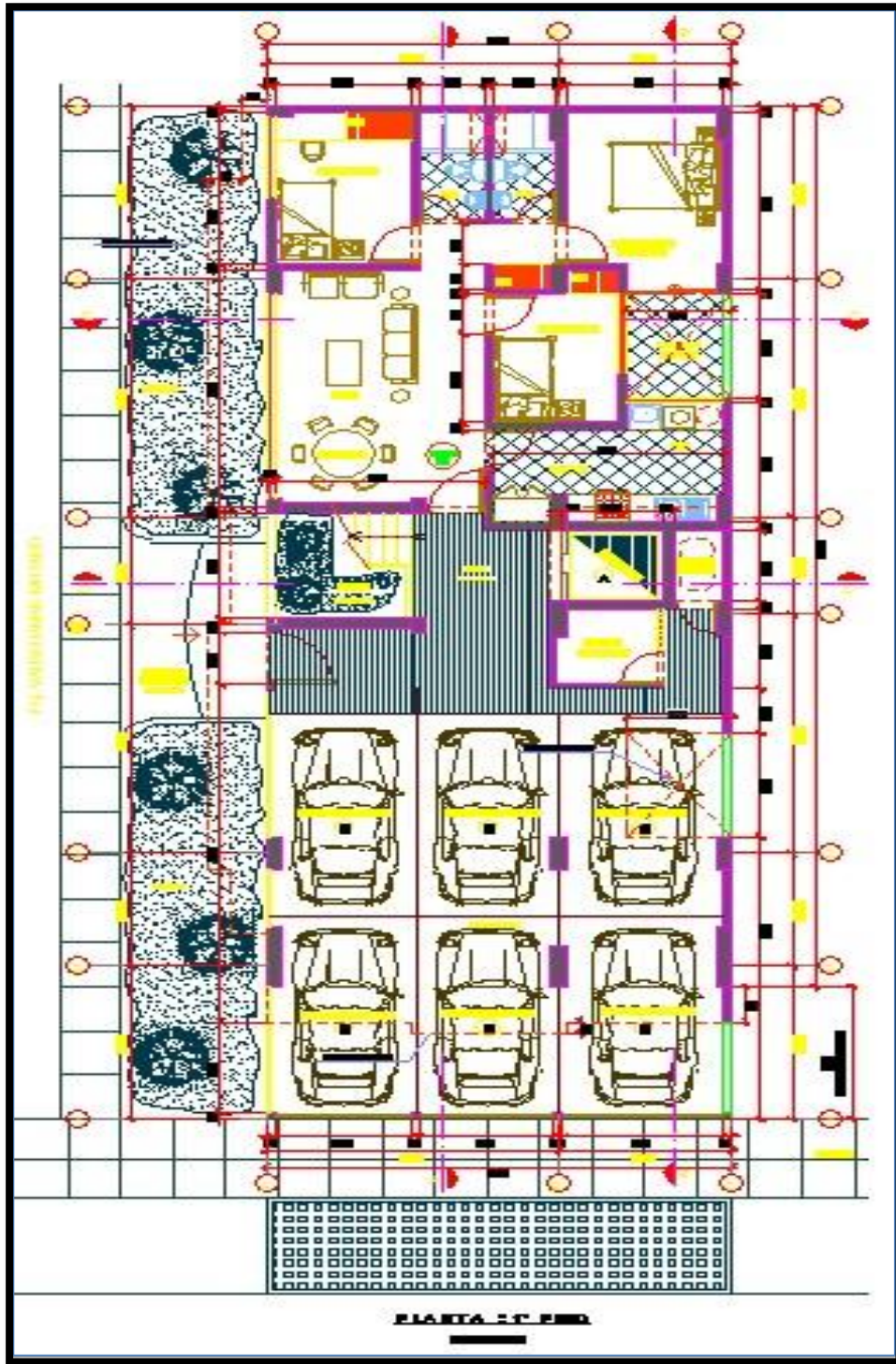
Cada departamento cuenta con:

- 01 sala
- 01 comedor
- 01 cocina
- 01 lavandería • 03 dormitorios • 02 SS.HH.
- 01 terraza

Para el abastecimiento de agua se cuenta con el sistema indirecto conformado por la cisterna, el equipo de bombeo y el tanque elevado, este último está conformado por dos tanques de polietileno y se encuentra ubicado en la azotea.

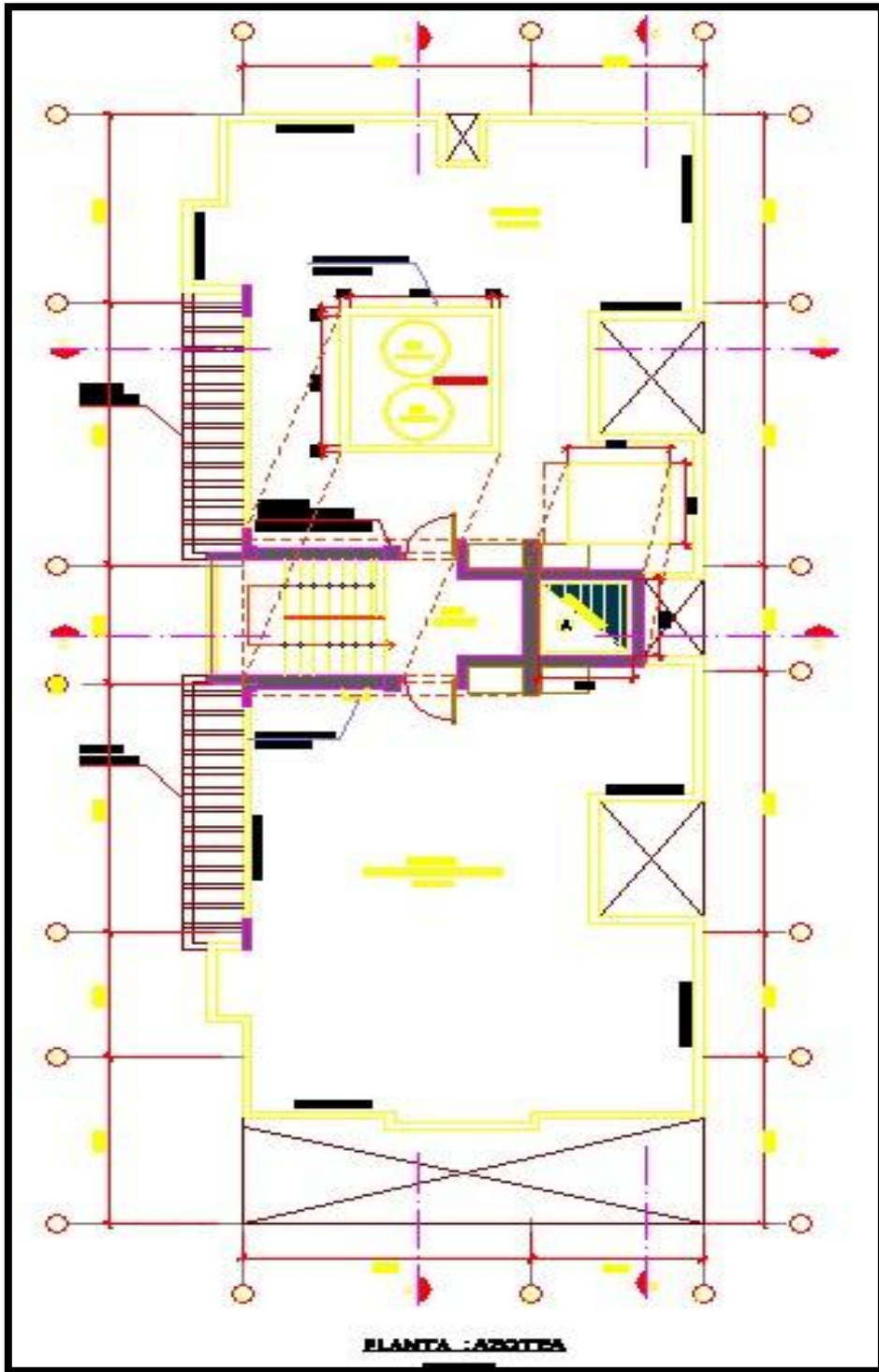
A continuación, se presenta la distribución de arquitectura en planta:

Figura 1: Planta 1° nivel



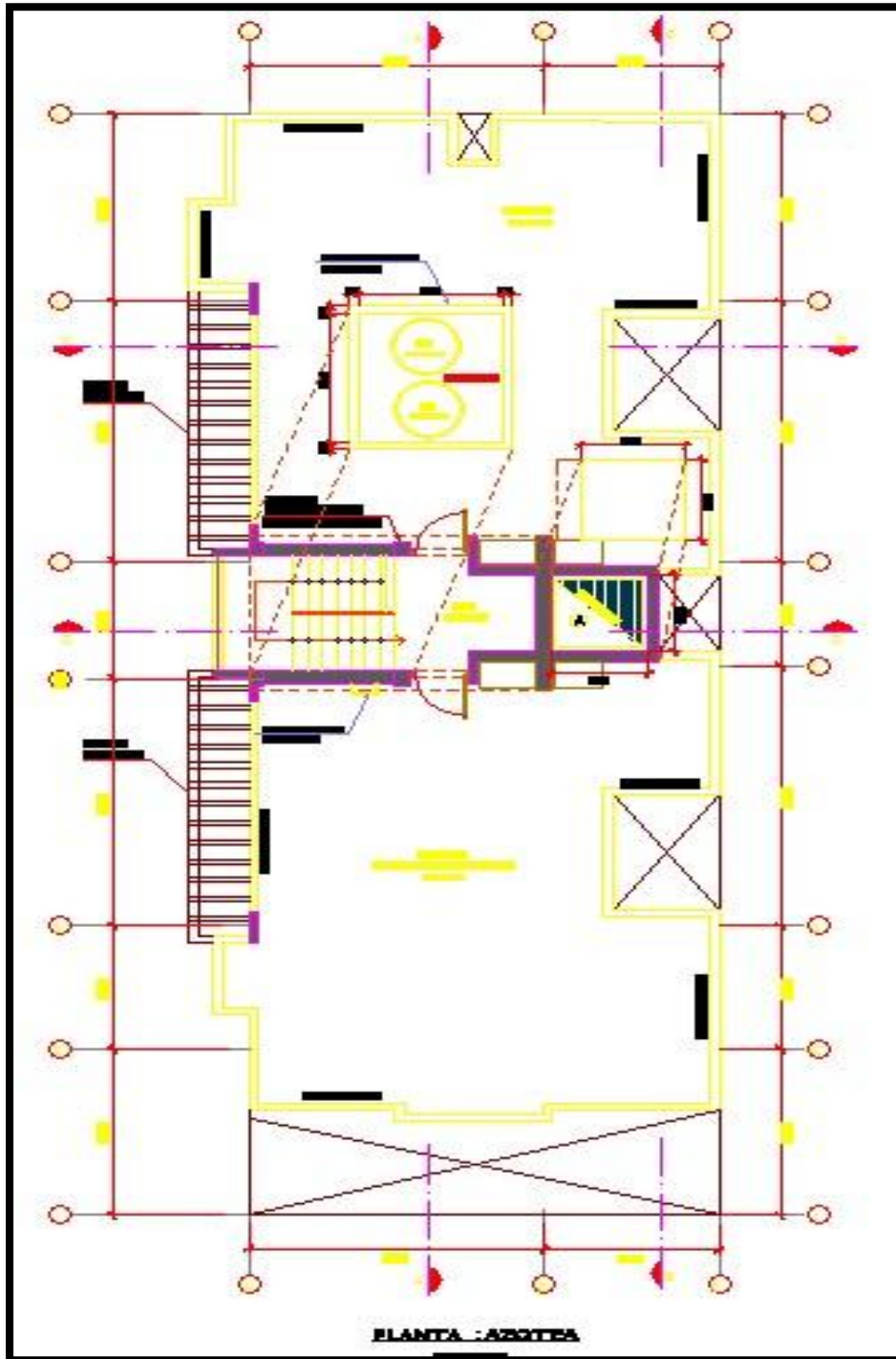
Fuente: Municipalidad de Surquillo.

Figura 2: Planta 2°, 3°, 4°, 5°, 6° y 7° nivel



Fuente: Municipalidad de Surquillo.

Figura 3: Planta Azotea



Fuente: Municipalidad de Surquillo.

3.3 Variables

- **Variable independiente**

Sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas.

- **Variable dependiente**

Diseño de edificaciones multifamiliares.

3.4 Población y muestra

- **Población**

La población es un conjunto reducido o ilimitado con características similares para los cuales las conclusiones de la investigación serán extensas. Esta queda limitada por los objetivos y el problema de la investigación. Para la presente investigación, el universo poblacional está conformado por todas las edificaciones multifamiliares presentes en la ciudad de Lima.

- **Muestra**

Un subconjunto específico y limitado que se separa de la población es definido como una muestra. En la presente tesis se ha tomado como muestra de investigación el diseño de la edificación “Vivienda Multifamiliar”, ubicada en el distrito de Surquillo, provincia y departamento de Lima.

3.5 Instrumentos

- Revisión de documentos: a través de esta técnica se revisaron manuales, libros, tesis, etc., respecto al sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas.
- Observación: Esta técnica permitió recolectar información sobre las características del terreno donde se llevará a cabo la edificación.
- Empleo de software de ingeniería: se ha empleado en el diseño estructural el software Etabs v. 15.0.0
- Uso de normas del RNE: se ha dado una vital importancia a las normas E-030 (Diseño sismo-resistente) y E-020 (Cargas).

3.6 Procedimientos

- Se hizo el reconocimiento de campo.
- Se definió las características de la edificación que será construida.

- Se describieron las características requeridas en los materiales a emplearse.
- Se procedió a identificar el perfil estratigráfico.
- Se ha planteado el modelo estructural.
- Se ha realizado el análisis sísmico y el análisis de sistema de entrepisos con viguetas prefabricadas.
- Se procedió a diseñar los elementos estructurales.
- Se ha procedido a comparar el presupuesto del sistema de entrepisos convencional con el presupuesto del sistema de entrepisos con viguetas prefabricadas.

3.7 Análisis de datos

3.7.1 Características de los materiales

Concreto

- Resistencia ($f'c$): 210Kg/cm² (cimentación, columnas, vigas, losas, placas y escaleras)
- Módulo de Elasticidad (E): 21737Kg/cm² ($E = 15000 \times \sqrt{f'c}$)
- Módulo de Poisson (μ): 0.20
- Peso Específico (γ_c): 2400Kg/m³ (concreto armado)
- Peso Específico (γ_c): 2300Kg/m³ (concreto simple)

Acero corrugado

- Resistencia a la fluencia (f_y): 4,200Kg/cm² (G° 60)
- Módulo de Elasticidad (E): 2'100,000Kg/cm²
- Peso Específico (γ_s): 7850Kg/m³

Casetón de poliestireno expandido (EPS)

- Densidad: 15 Kg/m³
- Auto extingible e ignífugo tipo F

Viguetas prefabricadas de acero “vigacero”

- Resistencia a la fluencia (f_y): 2,530 Kg/cm² (G° 60)
- Peso: 4.8kg/m
- Espesor: 1.5mm (nominal)
- Área: 6cm²

3.7.2 Características del terreno

Las características del terreno son las siguientes:

- Capacidad portante: 4.00kg/cm²
- Peso específico (γ_s): 1.90kg/cm³
- Nivel freático: no detectado
- Agresividad del suelo: no detectada (utilizar Cemento Portland Tipo I)

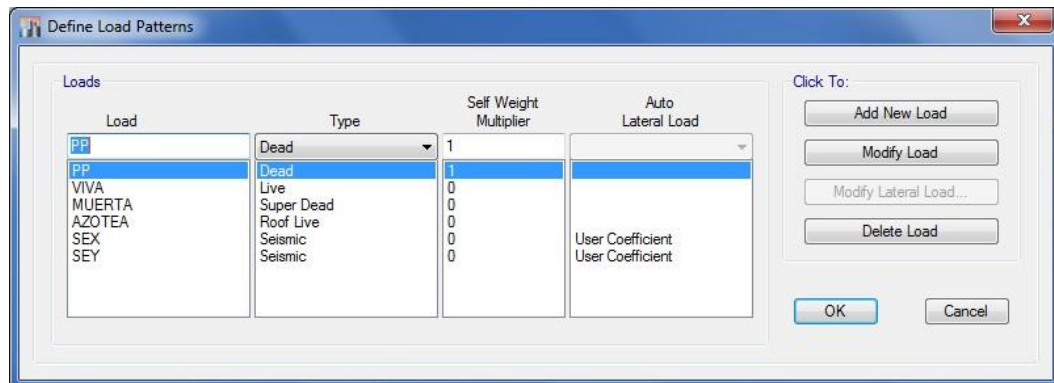
La cimentación considerada está conformada básicamente por zapatas conectadas con vigas de cimentación.

3.7.3 Cargas de diseño

De acuerdo a la norma E-020 y E-060 se consideraron para el análisis las siguientes cargas:

Estados de carga

Figura 4: Estados de carga



Cargas de diseño.

Cargas muertas:

Peso propio piso terminado = 100Kg/m²

Peso propio piso tabiquería = 100Kg/m²

Cargas vivas:

Sobrecarga de vivienda = 200Kg/m²

Sobrecarga de azotea = 100Kg/m²

Combinaciones de carga

Se consideran las combinaciones exigidas por la Norma E-060:

Comb1: $1.4CM + 1.7CV$

Comb2: $1.25(CM + CV) \pm SX$

Comb3: $1.25(CM + CV) \pm SY$

Comb4: $0.9CM \pm SX$

Comb5: $0.9CM \pm SY$

Envolvente: Comb1+Comb2+Comb3+Comb4 + Comb5

Estático: $CM + 0.25CV$ □ Servicio: $CM + CV$. Donde:

- CM: carga muerta
- CV: carga viva
- SX: carga de sismo en la dirección x-x
- SY: carga de sismo en la dirección y-y

3.7.3 Estructuración

Para la estructuración de la edificación debemos tomar en cuenta que mientras más compleja sea la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico. Por ello los principales criterios que se tomaron en cuenta para lograr una estructura sismo-resistente son los siguientes:

- Planta simple
- Simetría en distribución de masas y disposición de muros, compensada con la adición de pórticos.
- Hiperestaticidad y monolitismo.

- Regularidad en planta y elevación sin cambios bruscos de rigidez, masa o discontinuidades en la transmisión de las fuerzas de gravedad y horizontales a través de los elementos verticales hacia la cimentación.
- Rigidez similar en las dos direcciones principales de la edificación.
- Cercos y tabiques aislados de la estructura principal.

Para la presente tesis en los dos sistemas de entrepiso a evaluar se planteó un sistema de muros estructurales (placas de concreto armado) en la dirección X-X y un sistema dual (pórticos y placas de concreto armado) en la dirección Y-Y.

Las columnas son de 0.25m x 0.70m y 0.25m x 0.50m con el mayor peralte en la dirección Y-Y. También se tienen columnetas cuya función principal es la de arriostrar los tabiques.

Las vigas peraltadas principales están ubicadas en la dirección Y-Y de 0.25mx0.50m, en la dirección X-X también se consideraron vigas de 0.25m x 0.50m debido a que estas nos ayudaran en la rigidez en ese sentido. Adicionalmente se consideraron vigas chatas en zonas donde hay discontinuidades en los techos por la presencia de ductos de luz y ventilaciones y en zonas donde podría afectar estéticamente la arquitectura.

Para asegurar la continuidad del diafragma rígido se consideró en las losas macizas el mismo espesor de la losa aligerada. En el caso de la dirección de las viguetas del aligerado se ubicó generalmente en el sentido más corto del paño.

En la cimentación se consideró zapatas aisladas y conectadas, este último con el fin de contrarrestar el efecto de carga excéntrica.

3.7.4 Modelo estructural

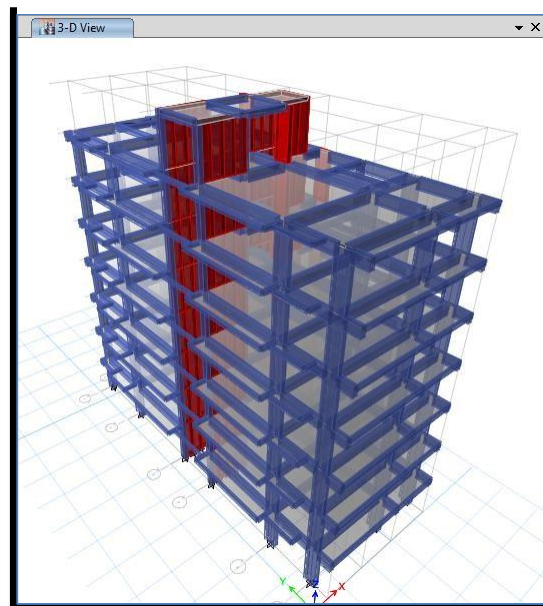
Se empleó el programa de análisis estructural Etabs v.15.0.0 que emplea el método matricial de rigidez y de elementos finitos. Se tomó como base las disposiciones de la norma E-030 de Diseño Sismorresistente.

Se realizaron dos modelos sísmicos debido a que para el segundo modelo se reducirá el peso de la losa aligerado desde el primer nivel hasta el séptimo nivel. Al momento de colocar los datos al programa se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Las columnas se modelaron como elementos *Frame* empotrándolas en la base, adicional a ello se trabajó con su inercia efectiva $I_e = 0.70 \cdot I$.
- Las vigas principales y las vigas chatas se modelaron como elementos *Frame*, adicional a ello se trabajó con su inercia efectiva $I_e = 0.35 \cdot I$.
- Las losas aligeradas se modelaron como elemento tipo *Shell-ribbed*, definiendo su sentido para repartir las cargas, en el caso de las losas macizas se modelaron como elementos tipo *Slab*.
- Las cargas muertas y vivas se aplicaron directamente a las losas (aligerada y maciza) como carga uniformemente distribuida.
- Las placas fueron modeladas como elementos tipo *Shell* empotradas en la base.
- Se definió la masa de la estructura en función a las cargas asignadas al modelo, dicha masa se ubicó en el centro de masa en cada nivel, además se definió un diafragma rígido por nivel.

- Se definió la cantidad de modos de vibración de la estructura, las cuales fueron de 3 por cada nivel (2 de traslación en las direcciones X-X e YY y una de rotación alrededor del eje Z-Z).
- Se asignó al programa un espectro de pseudo aceleraciones para cada dirección con el fin de calcular los modos de vibración de la estructura en función del periodo, de esta manera al multiplicarlos por la masa anteriormente definida obtenemos las fuerzas sísmicas.
- Se definieron las cargas de diseño y las combinaciones de carga, así como la envolvente que nos permita diseñar los elementos estructurales del edificio.
- Los elementos se ensamblaron formando un modelo tridimensional con diafragmas rígidos que simulan las losas en cada nivel.

Figura 5: Modelo en 3D de la edificación



Fuente: Etabs.

3.7.5 Análisis sísmico

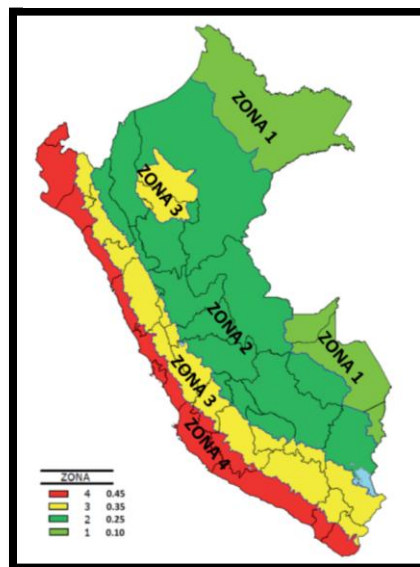
Parámetros sísmicos

Zonificación (Z)

La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características esenciales de los movimientos sísmicos, la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como la información geotécnica obtenida de estudios científicos.

De acuerdo a lo anterior, la Norma E-030 de diseño sismo-resistente asigna un factor “Z” de cada una de las 4 zonas del territorio nacional. Este factor representa la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Figura 6: Zonificación sísmica.



Fuente: Norma E-030 (RNE)

Tabla 1: Factores de zona.

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma E-030 (RNE)

La zona en estudio corresponde a la zona 4 y su factor de zona será de $Z= 0.45$.

Parámetros de suelo (S)

De acuerdo a la norma E-030, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta sus propiedades mecánicas, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas.

Tabla 2: Parámetros de suelo.

PARAMETROS DE SUELO			
TIPO	DESCRIPCIÓN	Tp(s)	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	-	-

Fuente: Norma E-030 (RNE)

Para efectos de la aplicación de la norma E-030 de diseño sismorresistente se considera que el perfil de suelo es de suelo rígido (S_1), el parámetro asociado con este tipo de suelo es de $T_p=0.40\text{seg.}$, y el factor de amplificación del suelo se considera $S=1.0$.

Tabla 3: Categoría de la edificación (U)

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN		
CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios o que guarden patrimonios valiosos como museos bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminaciones, etc.	1
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercas de 1.50m de altura, depósitos temporales, viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

Fuente: Norma E-030 (RNE)

Debido a que la edificación es de tipo vivienda la norma E-030 establece un factor de importancia $U = 1.0$.

Sistema estructural (R)

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección. De acuerdo a la clasificación de una estructura se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica (R).

Tabla 4: Sistemas estructurales

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
SISTEMA ESTRUCTURAL	COEFICIENTE DE REDUCCION PARA ESTRUCTURAS REGULARES
Acero	9.5
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	6.5
Otras estructuras de acero:	6.0
Arriostres excéntricos	
Arriostres en cruz	
Concreto Armado	8
Pórticos	7
Dual	6
De muros estructurales	4
Muros de ductilidad limitada	
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma E-030 (RNE)

Para la dirección X-X tenemos un sistema de muros estructurales y para la dirección Y-Y un sistema dual. La norma E-030 clasifica a las estructuras como regulares o irregulares, se puede presentar irregularidad en planta y en altura según lo muestra la siguiente tabla.

Tabla 5: Irregularidades en planta

IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Irregularidad torsional</p> <p>Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del artículo 15(15.1).</p> <p>En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.</p>
<p>Esquinas entrantes</p> <p>La configuración enplanta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>
<p>Discontinuidad de diafragma</p> <p>Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.</p>

Fuente: Norma E-030 (RNE)

Para nuestro caso el edificio presenta una estructura irregular por esquina entrante, por ello los valores de R deben de ser tomados como $\frac{3}{4}$ de lo obtenido de la figura anterior. Por lo tanto:

$$R_x = 6 \times \frac{3}{4} = 4.50$$

$$R_y = 7 \times \frac{3}{4} = 5.25$$

Factor de amplificación sísmica (C)

El valor de “C” se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo, y se define por la siguiente expresión.

$$C=2.5\left(\frac{T_p}{T}\right) ; C \leq 2.5$$

Antes de poder calcular el valor de C debemos hallar el valor del periodo fundamental (T) para cada dirección que se obtendrá de la siguiente expresión:

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

Donde:

$C_T = 35$ para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

$C_T = 45$ para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

$C_T = 60$ para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

Tabla 6: Cálculo de C/R

Dirección	Ct	Hn	T = Hn/Ct	C	C/R > 0.125
X-X	60	20.95	0.349	2.50	0.5556
Y-Y	45	20.95	0.466	2.15	0.4091

Fuente: Norma E-030 (RNE)

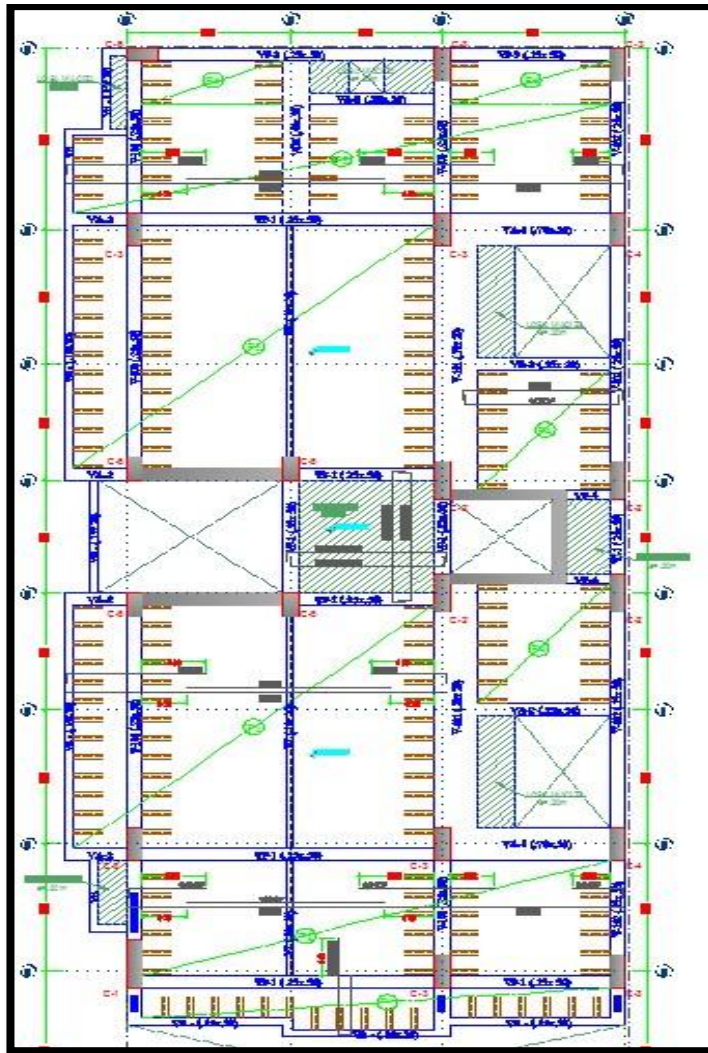
CAPÍTULO IV

Resultados

4.1 Resultados del análisis del sistema de entresijos convencional

Configuración estructural en planta

Figura 7: Estructuración de la losa aligerada convencional.



Estructuración de la losa aligerada convencional. Fuente: Propia.

Análisis con fuerzas de gravedad

Las primeras cargas que actúan sobre la estructura son las cargas de gravedad, y estas están compuestas por los pesos propios y sobrecargas de los elementos estructurales tales como las losas aligeradas y macizas, las losas transmiten sus cargas a las vigas, estas a su vez a las columnas y placas, finalmente las cimentaciones reciben esas cargas y la transmiten al suelo.

Peso de la estructura (P)

De acuerdo al artículo 16.3 de la norma E-030 la estructura clasifíco como categoría C, por lo tanto, el peso que se ha considerado para el análisis es la carga permanente más el 25% de la carga viva (100%CM + 25%CV). En azoteas y techo se considera el 25% de la carga viva.

Tabla 7: Peso de la edificación (1° modelo)

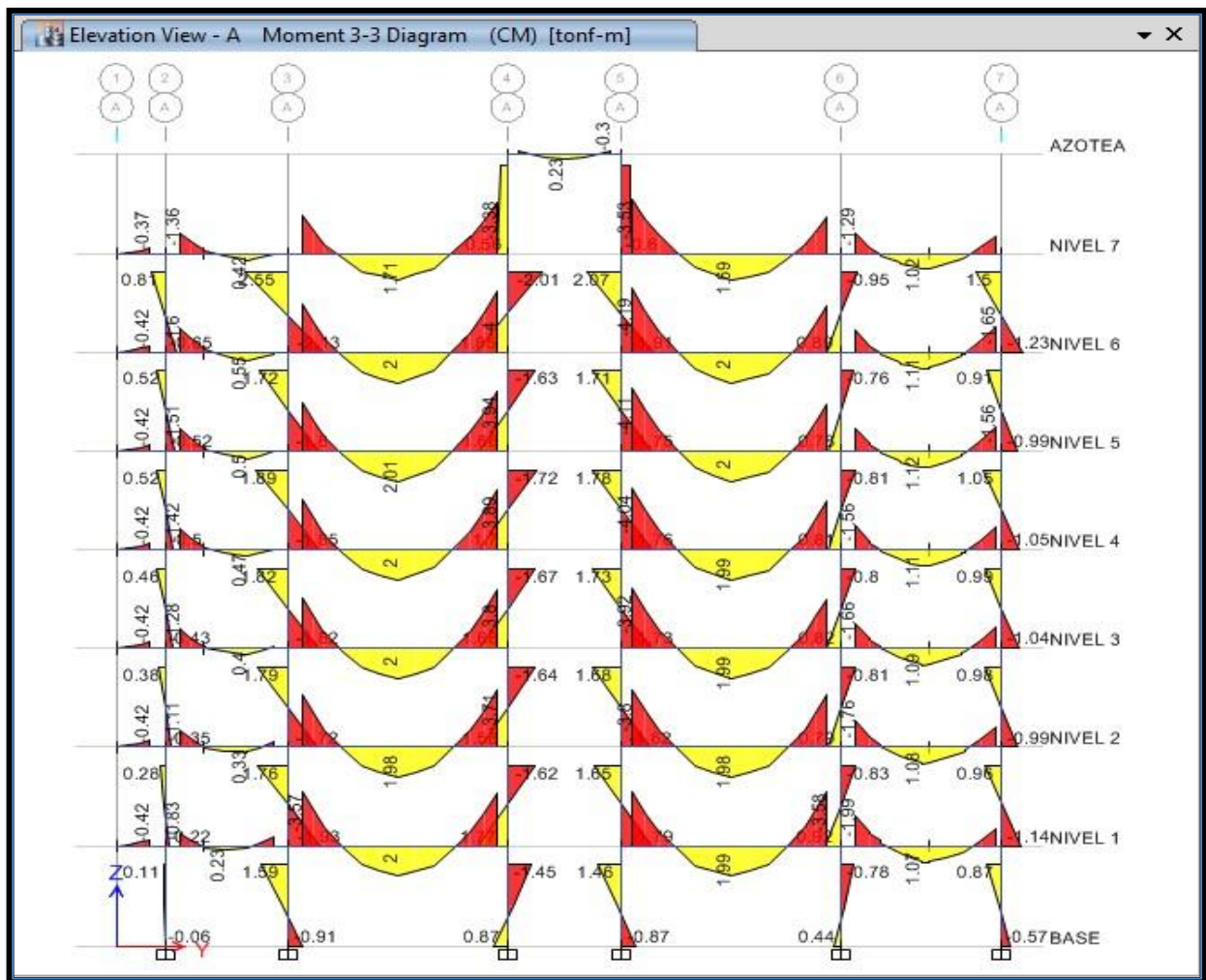
NIVEL	Peso (Tn)	Masa (T-s²/m)
TECHO	33.86	3.45
7	135.50	13.81
6	154.77	15.78
5	154.78	15.78
4	154.77	15.78
3	154.78	15.78
2	154.77	15.78
1	156.71	15.97
TOTAL	1099.94	112.12

Fuente: Propia.

Resultados del análisis bajo cargas de gravedad

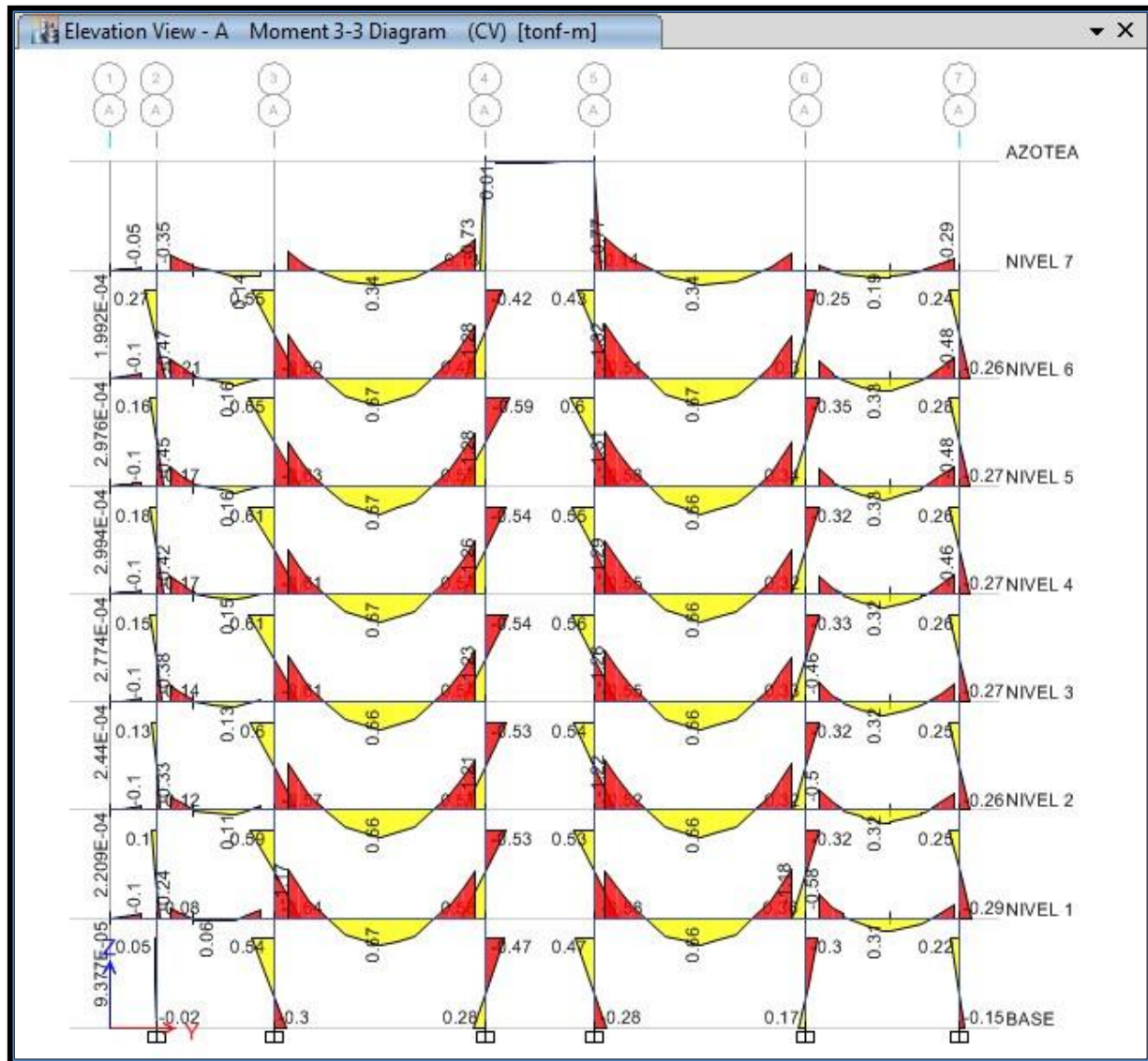
A continuación, se muestra los diagramas de momentos flectores, fuerzas cortantes y cargas axiales producidos por las cargas de gravedad:

Figura 8: Momentos debido a la CM del eje A (1° modelo)



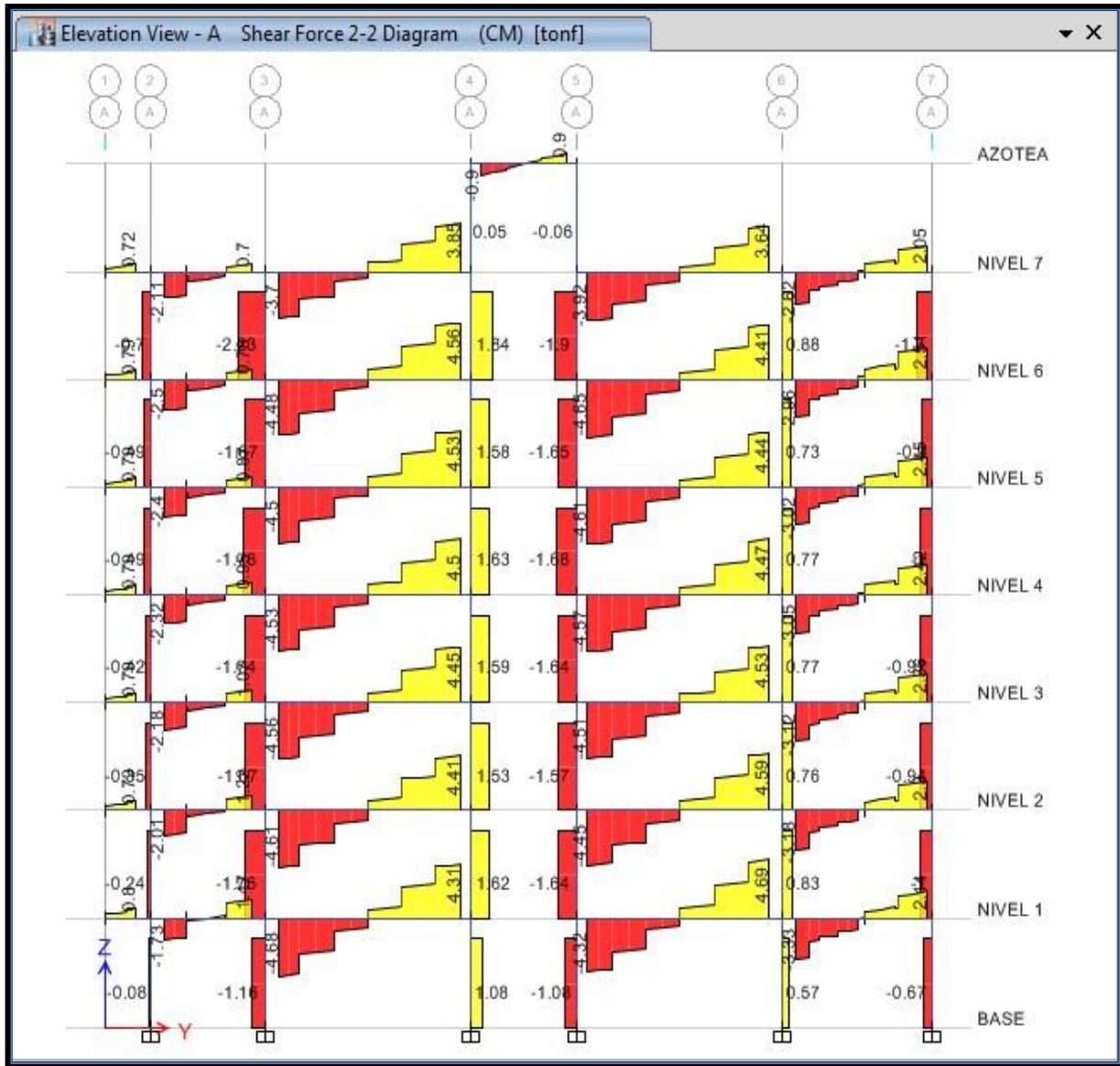
Fuente: Etabs.

Figura 9: Momentos debido a la CV del eje A (1° modelo)



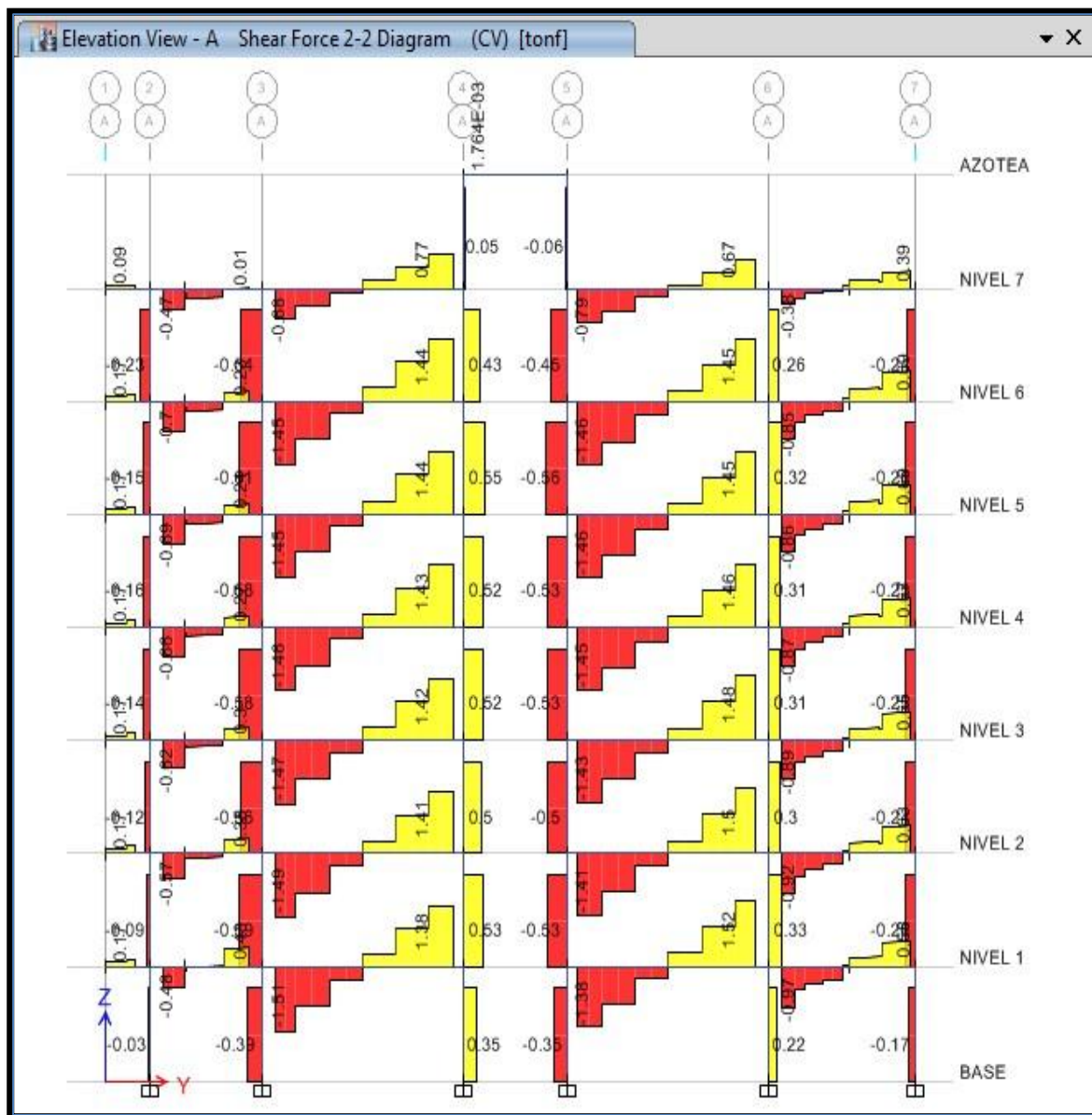
Fuente: Etabs.

Figura 10: Cortantes debido a la CM del eje A (1° modelo)



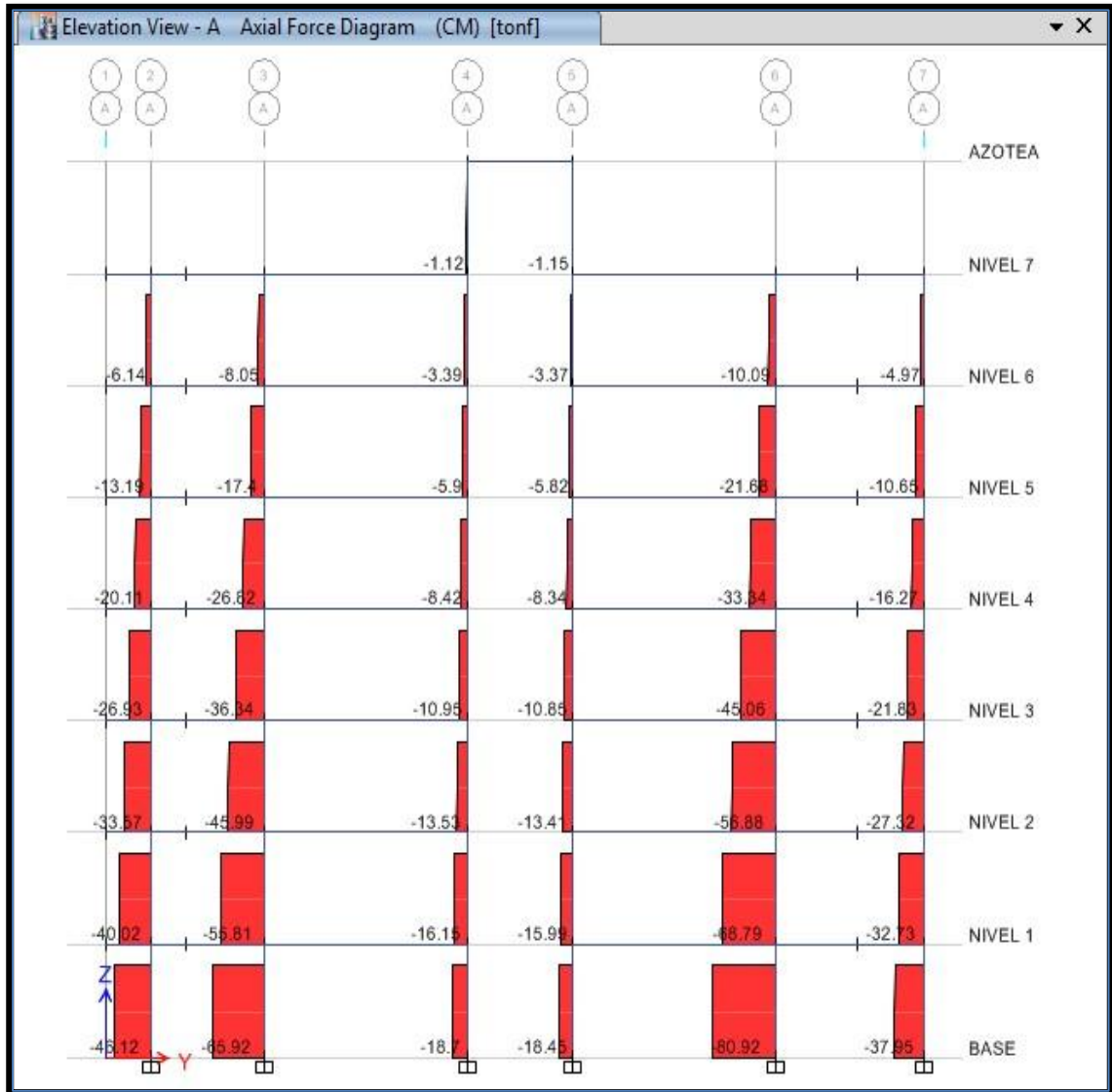
Fuente: Etabs.

Figura 11: Cortantes debido a la CV del eje A (1° modelo)



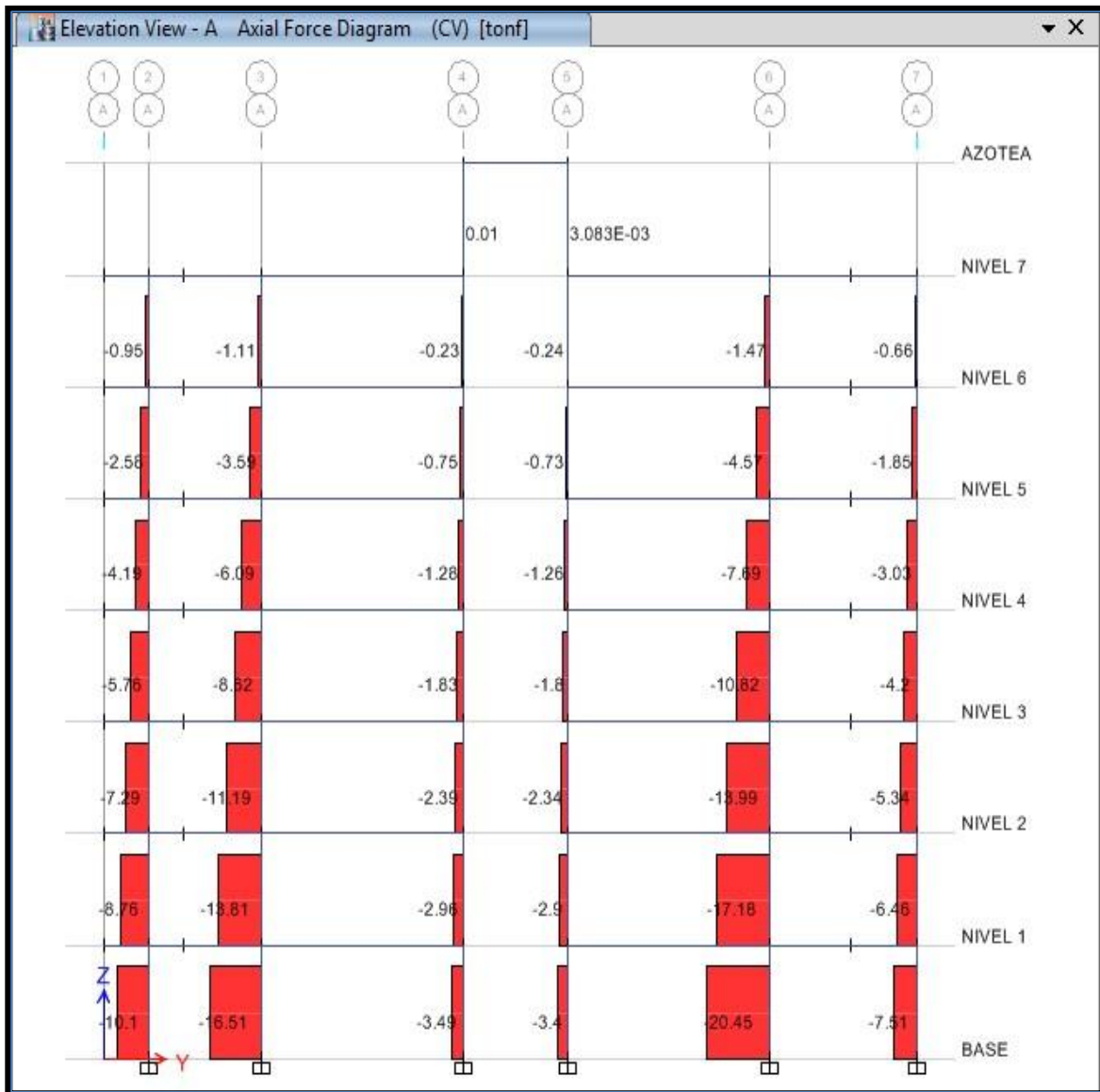
Fuente: Etabs.

Figura 12: Axiales debido a la CM del eje A (1° modelo)



Fuente: Etabs.

Figura 13: Axiales debido a la CV del eje A (1° modelo)



Fuente: Etabs.

4.2 Resultados de análisis estático

Fuerza cortante en la base

La fuerza Cortante en la Base de la Edificación se determina como una fracción del peso total de la Edificación mediante la siguiente expresión:

$$V = ZUSC.P/R \rightarrow V_x = 0.222*P = \mathbf{244.43Tn}; V_y = 0.164*P = \mathbf{180.01Tn}$$

Distribución de la fuerza cortante en altura

Si $T >$ es mayor que 0.7s, una parte de la fuerza cortante “V” denominada

“Fa” se aplicará como fuerza concentrada en la parte superior de la edificación, calculada según: $F_a = 0.07(T)*(V) \leq 0.15V$

$$\rightarrow T = \mathbf{0.349s} \quad \rightarrow \quad \mathbf{F_{ax} = 0}$$

El resto de la Cortante Basal ($V \rightarrow T = \mathbf{0.466s} \rightarrow \mathbf{F_{ay} = -F_a} \mathbf{0}$) se distribuye en cada nivel de la edificación, incluyendo el último, según la fórmula:

$$F_i = \frac{P_i \times h_i}{\sum (P_i \times h_i)} \times (V - F_a)$$

Tabla 8: Distribución de la fuerza sísmica en altura

DISTRIBUCION DE LA FUERZA SISMICA EN ALTURA					
NIVEL	"Pi" (Tn)	hi (m)	Pi x hi	Fix' (Tn)	Fiy' (Tn)
TECHO	33.86	20.95	709.37	14.71	10.83
7	135.50	18.35	2486.43	51.54	37.96
6	154.77	15.75	2437.63	50.53	37.21
5	154.78	13.15	2035.36	42.19	31.07
4	154.77	10.55	1632.82	33.85	24.93
3	154.78	7.95	1230.50	25.51	18.79
2	154.77	5.35	828.02	17.16	12.64
1	156.71	2.75	430.95	8.93	6.58
TOTAL	1099.94		11791.07	244.43	180.01

Fuente: Propia.

4.3 Análisis dinámico

El análisis sísmico se realiza utilizando un modelo matemático tridimensional en donde los elementos verticales están conectados con diafragmas horizontales, los cuales se suponen infinitamente rígidos en sus planos. Además, para cada dirección se ha considerado una excentricidad accidental de 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la acción de la fuerza.

Espectro de pseudo aceleraciones

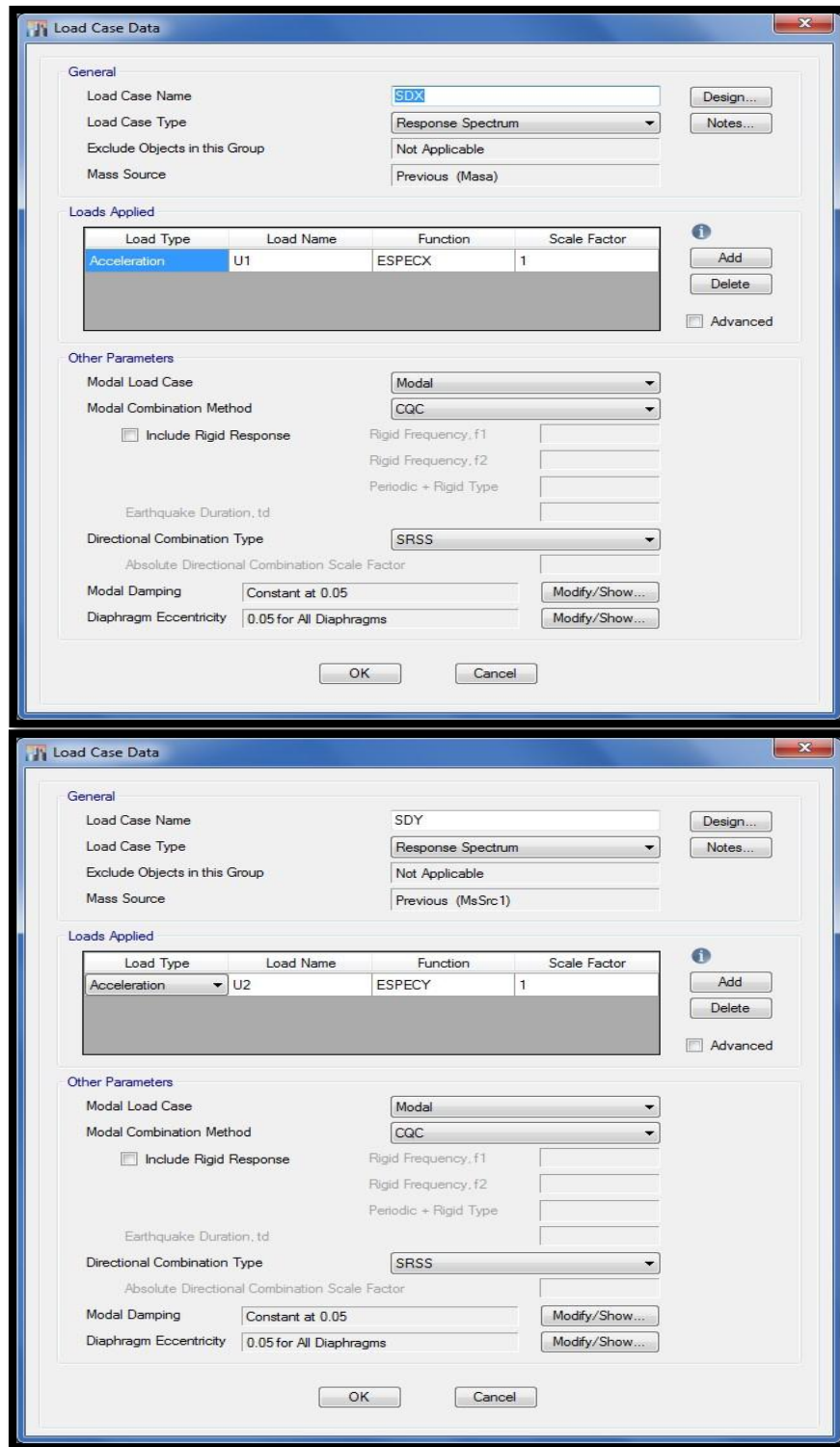
Para el Análisis Dinámico de la Estructura se utiliza un Espectro de respuesta según la N.T.E. E-030, para obtener la fuerza cortante mínima en la base y compararlos con los resultados de un análisis estático. Todo esto para cada dirección de la Edificación en planta (X-X e Y-Y).

Tabla 9: Resultado del análisis pseudoestático.

T	Sa X	Sa Y
0.00	2.180	1.869
0.05	2.180	1.869
0.10	2.180	1.869
0.15	2.180	1.869
0.20	2.180	1.869
0.25	2.180	1.869
0.30	2.180	1.869
0.35	2.180	1.869
0.40	2.180	1.869
0.45	1.938	1.661
0.50	1.744	1.495
0.55	1.585	1.359
0.60	1.453	1.246
0.65	1.342	1.150
0.70	1.246	1.068
0.75	1.163	0.997
0.80	1.090	0.934
0.85	1.026	0.879
0.90	0.969	0.830
0.95	0.918	0.787
1.00	0.872	0.747
1.05	0.830	0.712
1.10	0.793	0.679
1.15	0.758	0.650
1.20	0.727	0.623
1.25	0.698	0.598
1.30	0.671	0.575
1.35	0.646	0.554
1.40	0.623	0.534
1.45	0.601	0.515
1.50	0.581	0.498
1.55	0.563	0.482
1.60	0.545	0.467
1.65	0.528	0.453
1.70	0.513	0.440
1.75	0.498	0.427
1.80	0.484	0.415
1.85	0.471	0.404
1.90	0.459	0.393
1.95	0.447	0.383
2.00	0.436	0.374

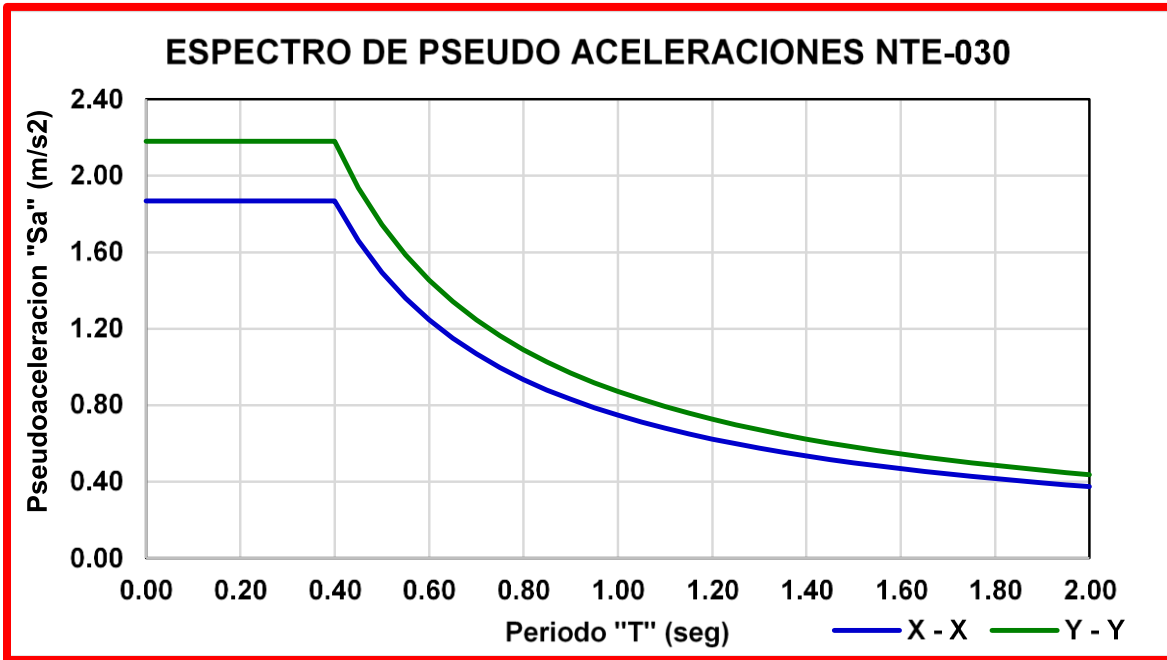
Fuente: Propia.

Figura 14: Análisis modal espectral (1° modelo)



Fuente: Propia.

Figura 15: Espectro de pseudo aceleraciones (1° modelo)



Fuente: Propia.

Modos de vibración

En la siguiente tabla se muestra los períodos y las masas participantes:

Tabla 10: Modos de vibración (1° modelo)

Case	Mode	Period	UX	UY
		sec		
Modal	1	0.852	0.00000	0.24640
Modal	2	0.508	0.00001	0.48630
Modal	3	0.481	0.69860	0.00001
Modal	4	0.263	0.00000	0.04380
Modal	5	0.146	0.00001	0.01460
Modal	6	0.133	0.00000	0.11940
Modal	7	0.115	0.17990	0.00000
Modal	8	0.092	0.00000	0.00040
Modal	9	0.069	0.00000	0.03160
Modal	10	0.063	0.00000	0.00770
Modal	11	0.052	0.00000	0.01190
Modal	12	0.050	0.06730	0.00000
Modal	13	0.046	0.00000	0.00100
Modal	14	0.040	0.00000	0.00500
Modal	15	0.039	0.00000	0.01180
Modal	16	0.030	0.03170	0.00000
Modal	17	0.028	0.00000	0.01010
Modal	18	0.022	0.01470	0.00000
Modal	19	0.021	0.00000	0.00640
Modal	20	0.017	0.00600	0.00000
Modal	21	0.017	0.00000	0.00230

Fuente: Propia.

Tabla 11: Fuerza cortante mínima en la base

0.90 V_x Est.	=	219.99Tn	0.90 V_y Est.	=	162.01Tn
V_x Din.	=	148.05Tn	V_y Din.	=	88.79Tn
0.90 V_x Est. / V_x Din.	=	1.49	0.90 V_y Est. / V_y Din.	=	1.82
V_x diseño	=	219.99Tn	V_y diseño	=	162.01Tn

Fuente: Propia.

Control de desplazamientos laterales

Tabla 12: Límites para el desplazamiento lateral de entrepisos

LÍMITES PARA EL DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

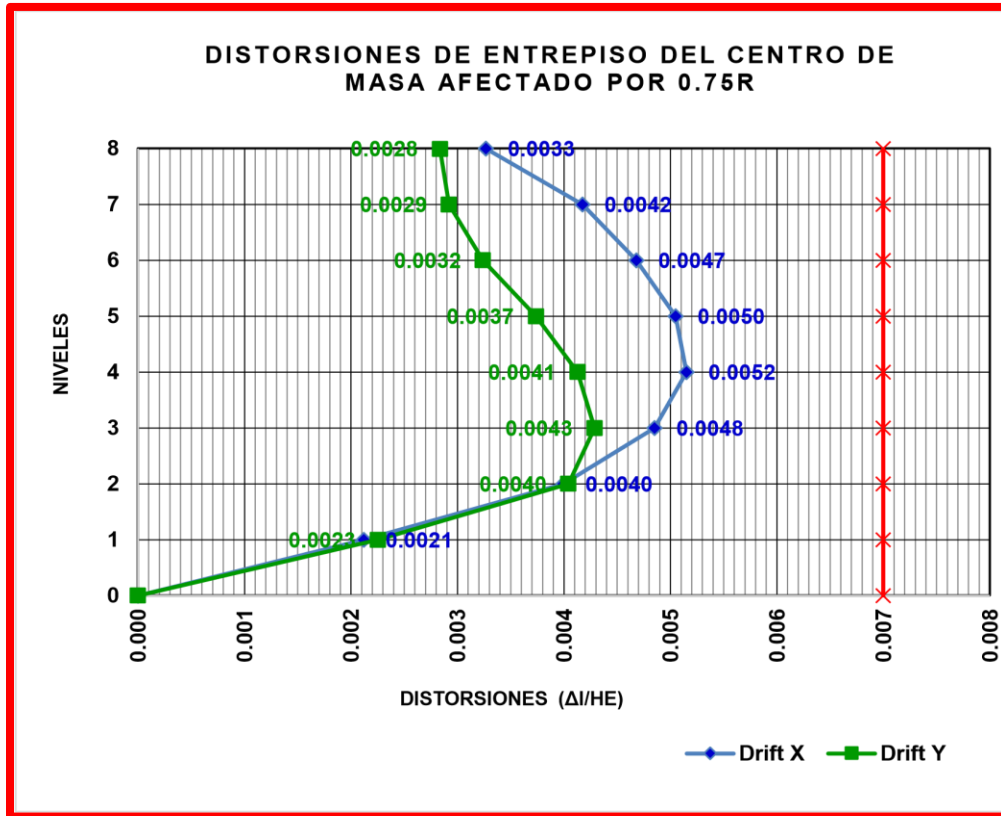
Fuente: Propia.

Tabla 13: Desplazamiento de entrepisos por eje (1° modelo)

		Desplazamiento Relativo de Entrepiso del Centro de Masa								
		DIRECCION X-X					DIRECCION Y-Y			
Nivel	he (m)	hi (m)	desplazam. absolt. (cm)	Δ_i (cm)	$(\Delta_i/h_e)*0.75R$	Obs.	desplazam. absolt. (cm)	Δ_i (cm)	$(\Delta_i/h_e)*0.75R$	Obs.
8	2.60	20.95	2.574	0.252	0.003267	OK	1.801	0.187	0.002835	OK
7	2.60	18.35	2.322	0.322	0.004175	OK	1.613	0.193	0.002922	OK
6	2.60	15.75	2.001	0.361	0.004681	OK	1.420	0.214	0.003241	OK
5	2.60	13.15	1.640	0.389	0.005049	OK	1.206	0.247	0.003737	OK
4	2.60	10.55	1.251	0.397	0.005150	OK	0.960	0.247	0.004127	OK
3	2.60	7.95	0.854	0.374	0.004850	OK	0.713	0.272	0.004288	OK
2	2.60	5.35	0.481	0.308	0.003996	OK	0.440	0.283	0.004044	OK
1	2.75	2.75	0.173	0.173	0.002120	OK	0.157	0.157	0.002252	OK
0	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000000		0.000	0.000	0.000000	

Fuente: Propia.

Figura 16: Distorsiones de entrecoso del centro de masa (1° modelo)



Fuente: Propia.

Juntas de separación sísmica (s)

La norma E-030 establece que toda estructura debe de estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima “s” para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia mínima no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos adyacentes ni menor que: $S = 1.5 + 0.002(h-500) = 1.5 + 0.002(1825-500) = 4.17\text{cm}$. Dónde: h y s en centímetros, siendo $s \geq 3\text{cm}$. Por lo tanto, la estructura tendrá una separación de 5cm.

4.4 Diseño de los elementos estructurales

Los factores de reducción (ϕ) para el diseño son los siguientes:

Flexión sin carga axial

Carga axial y carga axial con flexión 0.90

Carga axial de tracción con o sin flexión

Carga axial de compresión con o sin flexión 0.90

Elementos con refuerzo en espiral 0.75

Otros elementos 0.70

Cortante y torsión 0.85

Aplastamiento en el concreto 0.70

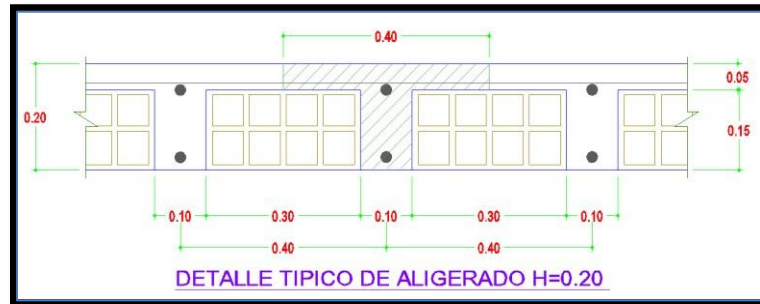
Concreto simple 0.65

Para el orden del diseño de los elementos estructurales nos guiamos de algunas referencias en diseño estructural.

4.5 Sistema de entresijos convencionales

Diseño de losa aligerada

Figura 17: Sección de la losa aligerada a analizar.



Fuente: Propia.

Las losas aligeradas se diseñan con las cargas de gravedad que actúan directamente sobre ellas. El diseño se hace por vigueta de tipo “T” con un ancho inferior de 10cm y un ancho superior de 40cm, en este proyecto la altura total de la losa es de 20cm y una altura de ala de 5cm. Para el diseño se considera la combinación Combo1: 1.4CM + 1.7CV, por ser la más desfavorable para cargas de gravedad.

El análisis de la vigueta se realizó mediante el programa Etabs v.15.0.0 la cual se modeló la viga de sección T y se obtuvo los diagramas de momento flector, fuerzas cortantes y la cantidad de acero. Como muestra de ejemplo se va a tomar un tramo típico de losa ubicado entre los ejes 3-4 y A-C.

Carga muerta:

Peso de la losa aligerada = 300kg/m²

Piso terminado = 100kg/m²

Peso de tabiquería = 100kg/m²

Carga viva:

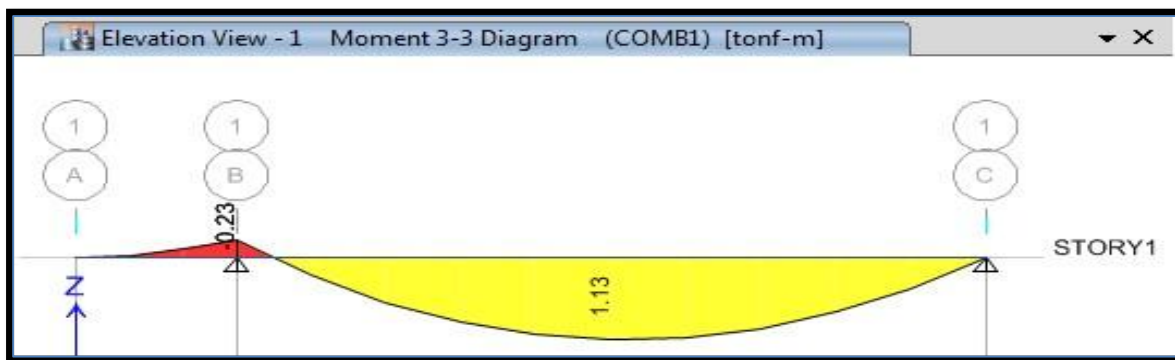
Sobrecarga (vivienda) = 200kg/m²

Luego: $WU = 1.4 (500) \times 0.4 + 1.7 (200) \times 0.4 = 0.416Tn/m$

Diseño a flexión

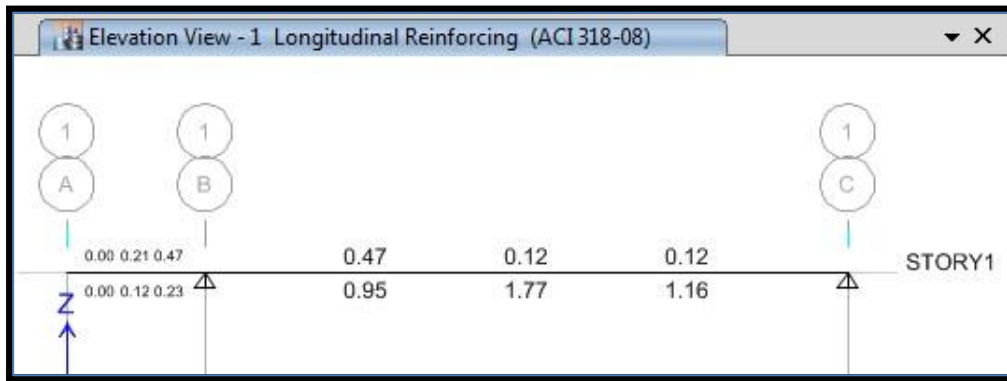
Para el diseño a flexión debemos calcular la cantidad de acero que deben tener las viguetas, para que estas resistan los momentos y fuerzas cortantes producidas por las cargas actuantes.

Figura 18: Momentos últimos de la vigueta convencional



Fuente: Etabs.

Figura 19: Acero de refuerzo de la vigueta convencional



Fuente: Etabs.

Diseño por cortante

La norma E-060 nos indica que el diseño de secciones transversales sometida a fuerza cortante debe estar basado en la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

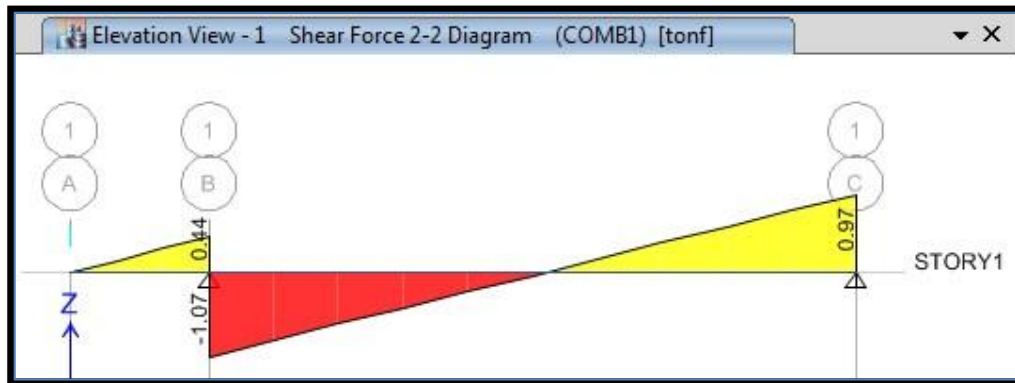
En el caso de losas aligeradas la norma E-060 nos permite incrementar en un 10% la resistencia del concreto (ϕV_n)

$$\phi V_n = \phi * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$\phi V_n = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 = 1.22 Tn$$

Si la resistencia del concreto no es suficiente a la requerida, se harán ensanches en las viguetas para que de esta forma la resistencia al corte de las viguetas aumente.

Figura 20: Fuerzas cortantes últimas en la vigueta convencional



Fuente: Etabs.

La fuerza cortante en el eje es de $V_u=1.07Tn$, para el diseño se requiere fuerza cortante a la cara.

$$V_u = 1.01Tn \text{ (a la cara)}$$

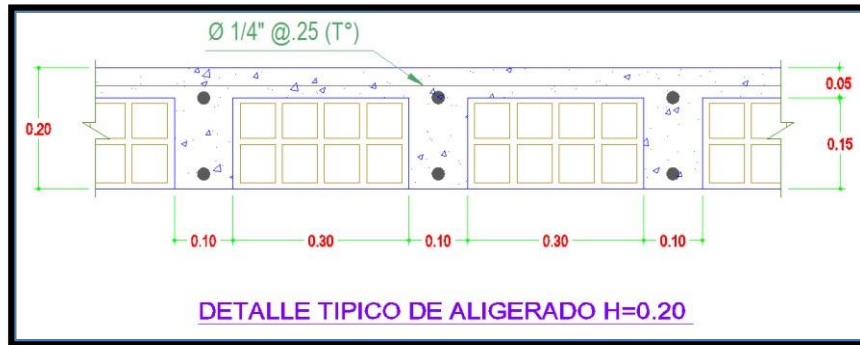
Como $1.22Tn > 1.01Tn$ (no es necesario ensanchamiento de vigueta)

Refuerzo por contracción y temperatura

La norma E-060 nos indica que la losa superior de 5cm debe de tener como mínimo un refuerzo de $\rho = 0.0025$, para así evitar problemas por contracción y temperatura.

$$A_s = 0.0025 * b * t = 0.0025 * 100 * 5 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{Ø}1/4'' @ 0.25\text{m}$$

Figura 21: Detalle de la losa aligerada convencional



Fuente: Propia.

Verificación de deflexiones

La norma E-060 en su tabla 9.1 nos indica que será posible obviar el cálculo de deflexiones en las losas aligeradas, siempre y cuando cumpla la siguiente condición:

$$h \geq \frac{L}{21}$$

En nuestro caso la longitud del paño es de 4.65, por lo tanto:

$$h \geq \frac{4.65}{21} = 0.20\text{m}$$

Corte y doblado de refuerzo

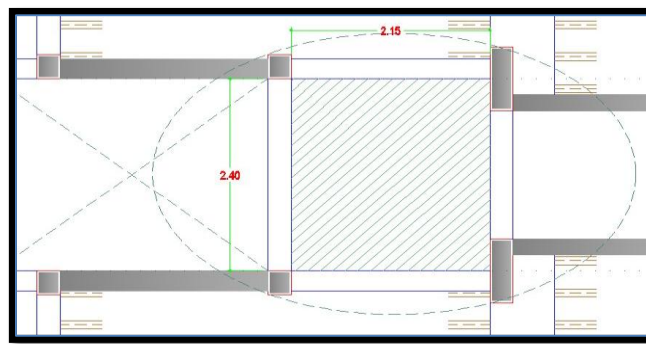
Para poder obtener un diseño económico se debe cortar las varillas de acero en zonas donde no sean necesarios generándose así los bastones.

Diseño de losa maciza

Una manera de realizar el diseño de las losas macizas es mediante el método de coeficientes.

Como ejemplo se realizará el diseño de la losa maciza ubicada entre los ejes 4-5 y B-C.

Figura 24: Paño de la losa maciza a diseñar – sistema de entresijos convencional



Fuente: Propia.

Carga muerta:

Peso de la losa = $2.4 \times 0.2 = 480 \text{ kg/m}^2$

Piso terminado = 100 kg/m^2

Peso de tabiquería = 100 kg/m^2

Carga viva:

Sobrecarga (vivienda) = 200kg/m²

Luego: $WU = 1.4 (680) \times 1 + 1.7 (200) \times 1 = 1.29 \text{Tn/m}$

Método de los coeficientes:

Primero se procede a calcular el parámetro m:

$L_s = 2.15$

$m = \frac{L_s}{L_l} = 0.90$ (Caso 5)

$L_l = 2.45$ Donde:

L_s : es la menor longitud del paño

L_l : es la mayor longitud del paño

Los momentos flectores se calculan con la siguiente expresión:

$$M_u = C \cdot w_u \cdot (L)^2$$

Para obtener el coeficiente "C" debemos de recurrir a las tablas de la norma E-060.

Para momentos negativos: (tabla 13.1)

$$M_{ua} (-) = 0.08 * 1.29 * 2.152 = 0.48 \text{Tn-m (dirección y-y)}$$

$$M_{ub} (-) = 0.00 * 1.29 * 2.152 = 0.00 \text{Tn-m (dirección x-x)}$$

Para momentos positivos:

Debido a la carga muerta:

$$M_{ua} (+) = 0.029 * 1.4 * 0.68 * 2.152 = 0.13 \text{Tn-m}$$

$$M_{ub} (+) = 0.013 * 1.4 * 0.68 * 2.402 = 0.07 \text{Tn-m}$$

Debido a la carga viva:

$$M_{ua} (+) = 0.037 * 1.7 * 0.20 * 2.152 = 0.06 \text{Tn-m}$$

$$M_{ub} (+) = 0.021 * 1.7 * 0.20 * 2.402 = 0.04 \text{Tn-m}$$

Momento total positivo:

$$M_{ua} (+) = 0.13 + 0.06 = 0.19 \text{Tn-m (dirección y-y)}$$

$$M_{ub} (+) = 0.07 + 0.04 = 0.13 \text{Tn-m (dirección x-x)}$$

Diseño a flexión

Para el diseño de una losa maciza se considera una franja de 1m de ancho par un espesor de losa de 0.20m, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} \rightarrow K_u = \phi * f'_c * w (1 - 0.59w)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b*d}$$

$$w = \frac{f_y}{f'_c}$$

Donde:

Mu: momento ultimo

b: ancho de franja (b = 1.00m)

d: peralte efectivo (d = 0.17m)

ρ : cuantía de acero

A_s: acero de refuerzo

Para el cálculo del acero tenemos:

Tabla 14: Cálculo de acero - – sistema de entrepisos convencional

	Para Ls = 2.15		Para LI = 2.40			Para Ls = 2.15		Para LI = 2.40	
M(-)	0.48	Tn-m	0	Tn-m	M(+)	0.19	Tn-m	0.13	Tn-m
Ku	1.66	kg/cm ²	0.00	kg/cm ²	Ku	0.66	kg/cm ²	0.45	kg/cm ²
ρ	0.04%		0.00%		ρ	0.02%		0.01%	
As	0.751	cm ²	0.000	cm ²	As	0.296	cm ²	0.203	cm ²

Fuente: Propia.

El acero obtenido es muy bajo por ello la norma E-060 recomienda un acero mínimo, que se obtiene con la siguiente expresión:

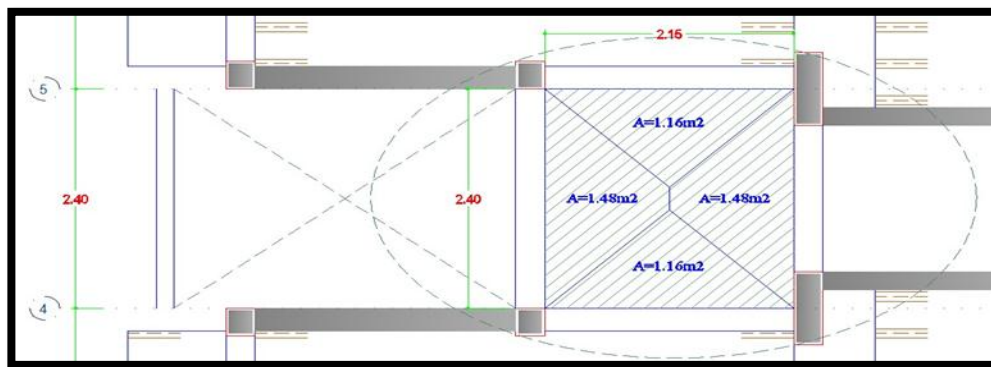
$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 100 * 17 = 3.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, el acero a colocar es: **Ø3/8@0.25m**

Diseño por cortante

Para el cálculo de la fuerza cortante se aplicará el método del sobre.

Figura 25: Método del sobre – sistema de entrepisos convencional



Fuente: Propia.

La fuerza cortante será:

$$V_{ux} = 1.29 * 1.48 = 1.91 \text{Tn} \quad V_{uy} = 1.29 * 1.16 = 1.50 \text{Tn}$$

Como no es posible colocar estribos para el refuerzo por corte a la losa maciza, entonces el diseño se hará de tal manera que la sección del concreto resista toda la cortante última. Se debe de cumplir la siguiente expresión:

$$\phi V_c \geq V_u$$

La resistencia del concreto (ϕV_n) está dada por:

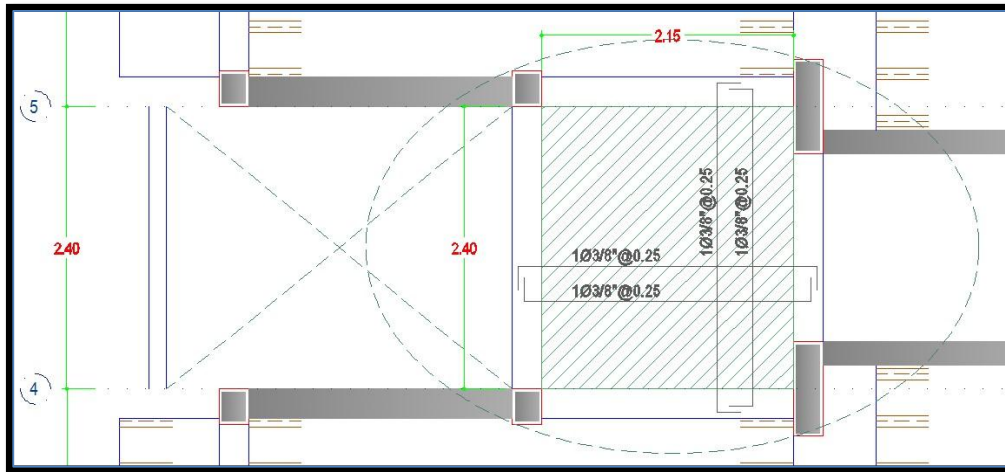
$$\phi V_n = \phi * 0.53 * f_c * b * d \text{ Para cada dirección tenemos:}$$

$$\phi V_{c_x} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 215 * 17 = \mathbf{23.86 \text{Tn}}$$

$$\phi V_{c_y} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 245 * 17 = \mathbf{27.19 \text{Tn}}$$

Por lo tanto, se cumple la condición $\phi V_c \geq V_u$

Figura 26: Diseño final de la losa maciza (1° modelo) - sistema de entresijos convencionales



Fuente: Propia.

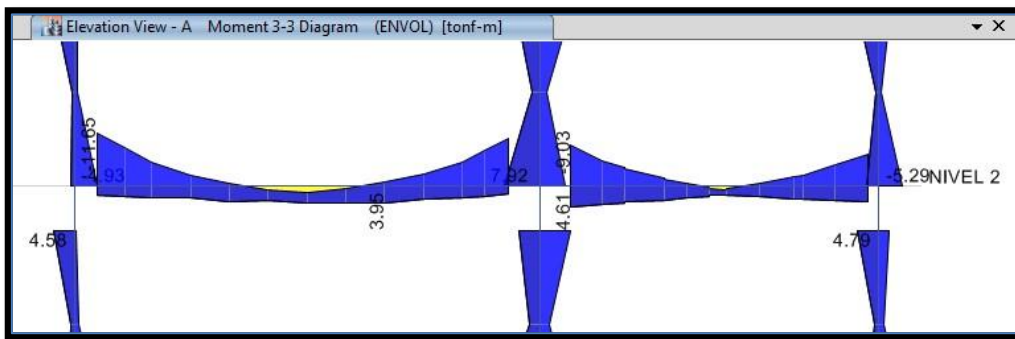
Diseño de viga

Las vigas son elementos estructurales que soportan el peso de las losas y estas a su vez transmiten el peso hacia las columnas y placas. Las vigas se diseñan para que estas soporten los esfuerzos por flexión y cortante, considerando en el análisis las cargas muertas, vivas y de sismo.

La norma E-060 establece que para calcular los esfuerzos últimos se utilice la envolvente de las combinaciones de carga.

A manera de ejemplo se realizará el diseño de la viga V-201 (.25x.50) que se encuentra ubicado entre los ejes 4-5 del eje A en el segundo nivel.

Figura 27: Momentos últimos en la viga (1° modelo) - sistema de entrepisos convencional



Fuente: Etabs.

Diseño a flexión

El mismo criterio que se utilizó para el diseño de las losas macizas se va a aplicar en el diseño de vigas.

La norma E-060 nos dice que para secciones rectangulares sometidas a flexión se puede obtener el acero mínimo y máximo según las siguientes expresiones.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 44}{4200} = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.75 \cdot A_{s_b} = 0.75 \cdot \frac{0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \right) = 20.63 \text{ cm}^2$$

Tabla 15: Cálculo del acero negativo - sistema de entrepisos convencional

M(-)	Tramo 5 - 6 (i)	Tramo 5 - 6 (j)	M(-)	Tramo 6 - 7 (i)	Tramo 6 - 7 (j)
Mu	11.65 Tn-m	10.52 Tn-m	Mu	9.03 Tn-m	7.03 Tn-m
Ku	27.72 kg/cm ²	25.03 kg/cm ²	Ku	18.66 kg/cm ²	14.52 kg/cm ²
ρ	0.81%	0.72%	ρ	0.53%	0.40%
As	8.31 cm ²	7.42 cm ²	As	5.79 cm ²	4.44 cm ²
refuerzo	3ø5/8" + 2ø1/2"	2ø5/8" + 3ø1/2"	refuerzo	2ø5/8" + 3ø1/2"	2ø5/8" + 1ø1/2"

Fuente: Propia.

Tabla 16: Cálculo del acero positivo - sistema de entrepisos convencional

M(+)	Tramo 5 - 6 (i)	Tramo 5 - 6 (j)	M(+)	Tramo 6 - 7 (i)	Tramo 6 - 7 (j)
Mu	1.95 Tn-m	1.82 Tn-m	Mu	4.61 Tn-m	3.66 Tn-m
Ku	4.64 kg/cm ²	4.33 kg/cm ²	Ku	9.52 kg/cm ²	7.56 kg/cm ²
ρ	0.12%	0.12%	ρ	0.26%	0.21%
As	1.28 cm ²	1.19 cm ²	As	2.86 cm ²	2.26 cm ²
refuerzo	2ø5/8"	2ø5/8"	refuerzo	2ø5/8"	2ø5/8"

Fuente: Propia.

La norma E-060 nos indica lo siguiente:

A lo largo de la viga debe de existir un refuerzo continuo, constituido por dos barras tanto en la cara superior e inferior con un área de acero no menor a 1/4 de la máxima requerida en los nudos, ni menor al acero mínimo por flexión requerido.

$$A_{\text{colocado}} = 4.00\text{cm}^2 (2\text{Ø}5/8'') > A_{\text{min}} = 2.67\text{cm}^2 \dots \text{OK!}$$

$$A_{\text{colocado}} > 1/4 * (A_{\text{max}}) = 1/4 * 8.31\text{cm}^2 = 2.08\text{cm}^2 \dots \text{OK!}$$

La resistencia al momento positivo en la cara del nudo no debe de ser menor que 1/3 de la resistencia al momento negativo provista en dicha cara.

$$M_{n_{\text{resit}}} = 6.37T_n\text{-m} \text{ (} A_s = 2\text{Ø}5/8\text{")}$$

$$M_{n_{\text{max}}} = 11.65T_n\text{-m} \text{ (} A_s = 3\text{Ø}5/8\text{"} + 2\text{Ø}1/2\text{")}$$

$$M_{n_{\text{resit}}} > 1/3*(11.65T_n\text{-m}) = 3.88T_n\text{-m} \dots \text{OK!}$$

En nuestro caso para la viga V-201 (0.25x0.50) el acero longitudinal se consideró **2Ø5/8"** tanto en la parte superior como inferior.

Diseño por cortante

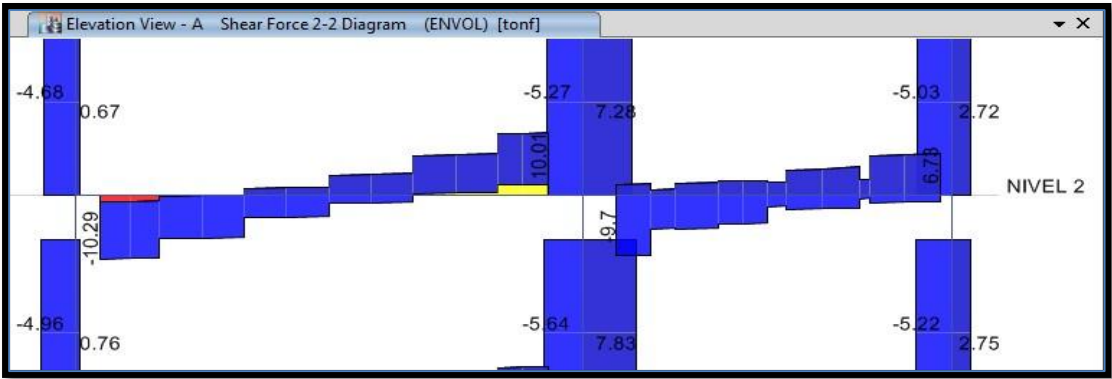
De la misma manera que en el diseño de viguetas la norma E-060 nos indica que el diseño de secciones transversales sometida a fuerza cortante debe estar basado en la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Para la resistencia al corte primero debemos calcular la resistencia que soporta el concreto (V_c) así como la resistencia del refuerzo transversal (V_s), de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Figura 28: Fuerzas cortantes últimas de la viga (1° modelo) – sistema de entresijos convencional



Fuente: Etabs.

La fuerza cortante ultima se toma a una distancia d (peralte efectivo) medida desde la cara del apoyo de la viga. De acuerdo al diagrama de fuerzas cortantes el $V_u = 10.14\text{Tn}$

El aporte del concreto V_c para elementos sometidos a cortante y flexión, está dado por:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 44 = 8.45\text{Tn}$$

La Resistencia que proporciona el refuerzo transversal está dado por:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{10.14}{0.85} - 8.45 = 3.48\text{Tn}$$

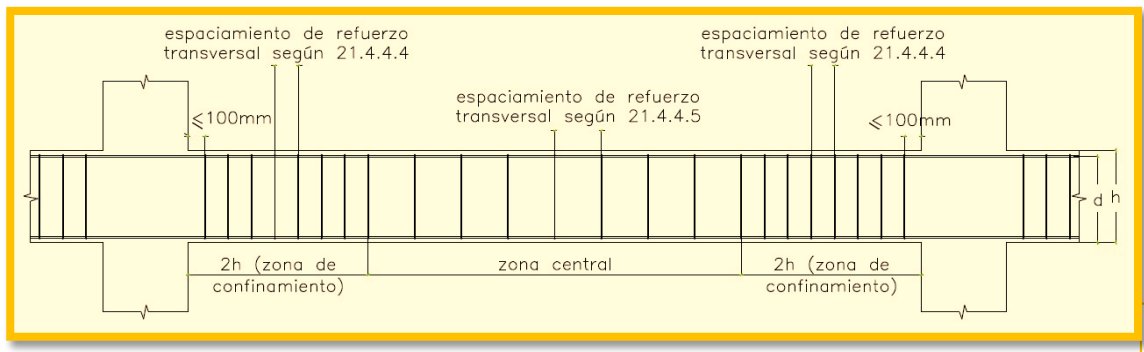
El espaciamiento “s” de una sección utilizando estribos de 3/8” a una distancia “d” es:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(0.71 \cdot 2) \cdot 4200 \cdot 44}{3.48 \cdot 1000} = 75.40 \text{ cm}$$

De acuerdo a la norma E-060, ésta nos indica los requerimientos de estribos en las vigas debido al diseño sísmico.

En ambos extremos de la viga deben de disponerse de estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento ($L_o = 2h = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm}$).

Figura 29: Requerimientos de estribos en vigas - sistema de entrepisos convencional



Fuente: Propia.

El primer estribo cerrado de confinamiento debe de estar situado a no más de 10cm de cara al apoyo.

Los estribos serán como mínimo de 8mm para barras longitudinales de hasta 5/8”, de 3/8” para barras longitudinales de hasta 1” y de 1/2” para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento “So” de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de las siguientes condiciones:

- $d/4 = 41/4 = 11$; $S_o = 11\text{cm}$
- $10db_{\text{menor}} = 10 * 1.27 = 12.7$; $S_o = 10\text{cm}$
- $24db_{\text{estribo}} = 24 * 0.71 = 17.04$; $S_o = 17\text{cm}$.
- 30cm

Por lo tanto, en la zona de confinamiento (Lo): **$S_o = 10\text{cm}$** .

Fuera de la zona de confinamiento los estribos deben de estar espaciados a no más de $0.5d$.

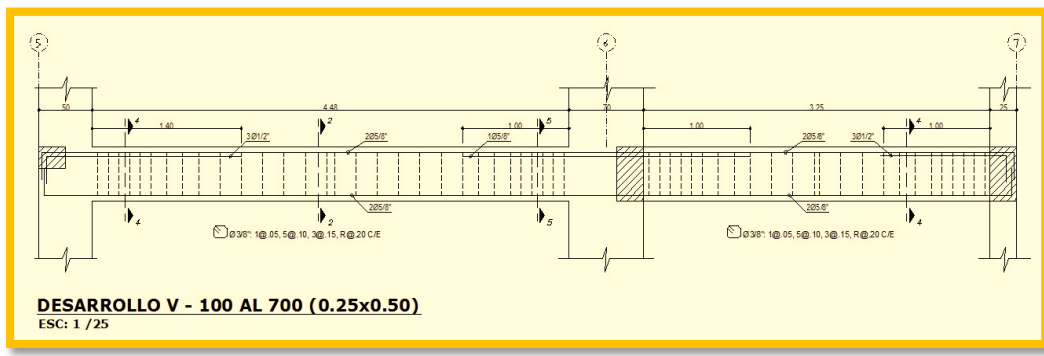
$$\checkmark 0.5d = 0.5 * 41 = 20.5\text{cm}$$

$$S_{\text{calculado}} = 75.40\text{cm}$$

Por lo tanto, fuera de la zona de confinamiento (zona central): **$S = 20\text{cm}$** □ Ø3/8” : 1 @0.05,

5 @0.10, 3 @0.15, Rto @0.20 c/e

Figura 30: Desarrollo de viga (1° modelo) – sistema de entresijos convencional



Fuente: Propia.

Control de deflexiones

La norma E-060 nos indica que será posible obviar los cálculos por deflexión de las vigas siempre que cumplan la siguiente condición:

$$h \geq \frac{L_n}{18.5} \quad (\text{con un extremo continuo})$$

Para nuestro caso la mayor longitud de viga ubicado entre los ejes 5 y 7 es de $L_n = 4.68\text{m}$

$$0.50 \geq \frac{4.68}{18.5} = 0.25$$

Diseño de columna

Las columnas son elementos estructurales verticales que trabajan a flexión y por carga axial simultáneamente, a este efecto se le denomina flexocompresión, adicional a ello se verifica que no falle por cortante.

Diseño por flexocompresión

Para realizar el diseño por flexocompresión se deberá construir diagramas de interacción para cada columna, estos diagramas definen los límites de resistencia para las fuerzas axiales y momentos flectores generados por las acciones de gravedad y sismo luego de amplificarlas con las combinaciones mencionadas anteriormente. A muestra de ejemplo diseñaremos la columna C-3 (0.25mx 0.70m) ubicada en los ejes A / 6.

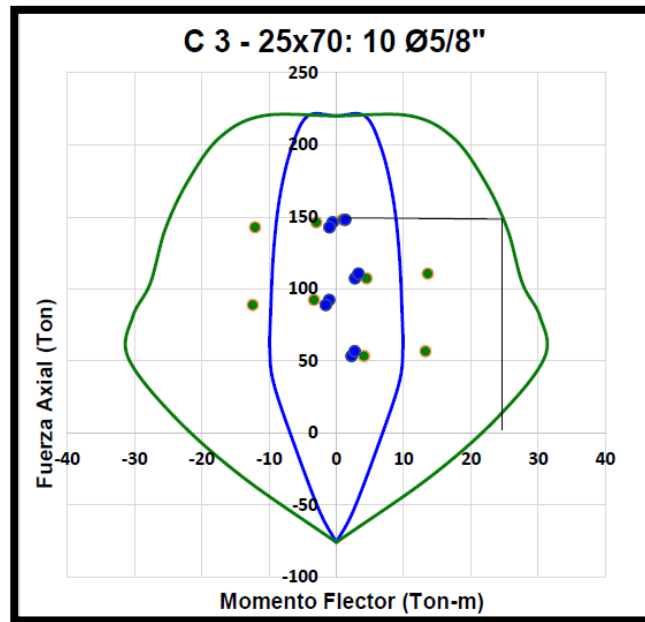
La norma E-060 nos indica que la cuantía en columnas debe de estar entre el 1% y 6% del área total A_g de la sección de concreto, inicialmente se está considerando 10 \emptyset 5/8” ($\rho=1.14\%$).

Tabla 17: Cálculo de combinaciones – Sistema de entrepisos convencional

PISO	COMBINACIONES	FUERZAS		
		Pu	Mc2	Mc3
1	1.4CM + 1.7CV	148.06	1.33	0.91
	1.25(CM + CV) + SX	107.24	2.78	4.49
	1.25(CM + CV) - SX	146.20	-0.53	-2.96
	1.25(CM + CV) + SY	110.65	3.27	13.59
	1.25(CM + CV) - SY	142.80	-1.03	-12.06
	0.9CM + SX	53.36	2.26	4.12
	0.9CM - SX	92.32	-1.05	-3.33
	0.9CM + SY	56.76	2.75	13.22
	0.9CM - SY	88.92	-1.55	-12.43

Fuente: Propia.

Figura 31: Diagrama de interacciones de la columna (1° modelo) – sistema de entrepisos convencional



Fuente: Propia.

En la figura anterior se observa que los puntos se encuentran dentro del diagrama de interacción, también se aprecia que los puntos están alejados de la curva por ello se puede ir disminuyendo la cuantía en los niveles superiores.

Diseño por flexión biaxial

El diseño de las columnas por flexión biaxial se realiza cuando los momentos flectores en las dos direcciones son significativos. Para nuestro caso las columnas no presentan momentos flectores significativos en ambas direcciones.

Diseño por cortante

La norma E-060 en su capítulo 21 (21.4.3) indica que la fuerza de cortante de diseño “Vu” de las columnas que resisten efectos sísmicos, deben de calcularse mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{M_{nsup} - M_{ninfl}}{h_n}$$

De acuerdo al diagrama de interacción la mayor carga axial da un momento de $M_n = 25\text{Tn-m}$ y una carga axial última de $P_u = 220.00\text{Tn}$, luego se procederá a calcular la fuerza cortante última.

$$V_u = \frac{25.00 + 25.00}{2.10} = 23.80\text{Tn}$$

El aporte del concreto lo obtenemos de la siguiente manera:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \left[1 + \frac{0.0071 \cdot P_u}{A_g} \right] = 23.26\text{Tn}$$

$$V_s = \frac{23.80}{0.85} - 23.26 = 4.74\text{Tn}$$

El espaciamiento “s” de una sección utilizando estribos de 3/8” a una distancia “d” es:

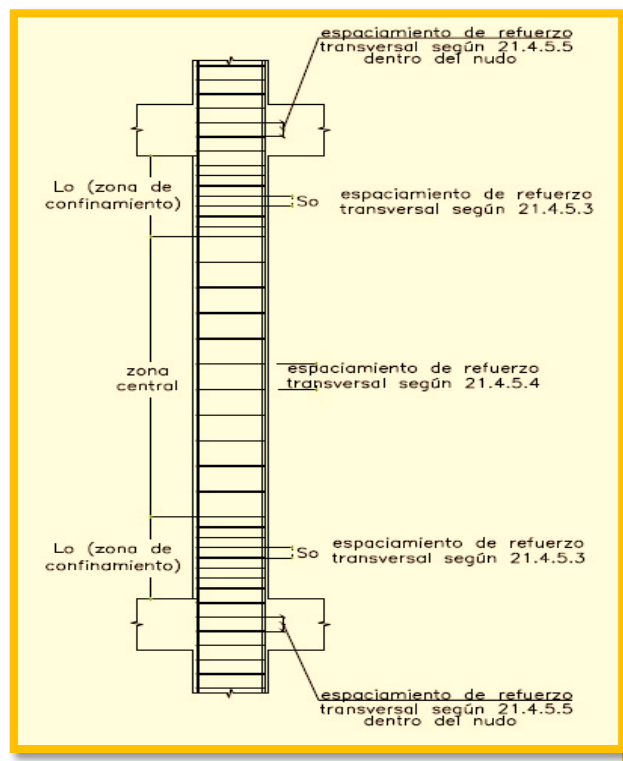
$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(0.71 \cdot 2) \cdot 4200 \cdot 64}{4.74 \cdot 1000} = 80.00\text{cm}$$

En el caso de estribos en columnas la norma E-060 nos dice lo siguiente:

En ambos extremos de la columna existirá una zona de confinamiento “lo” medida desde la cara del nudo, lo cual no será menor que:

- $1/6$ de la luz libre = $2.10 / 6$; $Lo = 35\text{cm}$
- $Lo = 45\text{cm}$
- La máxima dimensión de la sección transversal; $Lo = 70\text{cm}$

Figura 32: Requerimiento de estribos en columnas – sistema de entrepisos convencional



Fuente: Propia.

Los estribos que se encuentran dentro de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento “So” que no deberá de exceder el menor de los siguientes valores:

- $8db_{\text{menor}} = 8 * 1.59 = 12.72$ ($\text{Ø}5/8''$); $S_o = 10\text{cm}$
- La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento; $S_o = 12.5\text{cm}$
- 10cm .

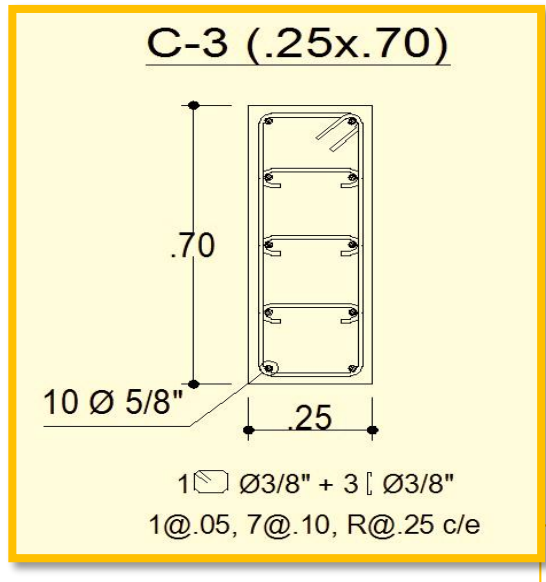
Por lo tanto, en la zona de confinamiento (Lo): **$S_o = 10\text{cm}$**

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento “S” del refuerzo transversal no deberá exceder de:

- $16db_{\text{menor}} = 16 * 1.59 = 40.64$ ($\text{Ø}5/8''$); $S = 25\text{cm}$
- $48db_{\text{estribo}} = 48 * 0.95 = 45.60$ ($\text{Ø}3/8''$); $S = 45\text{cm}$
- la menor dimensión del elemento; $S = 25\text{cm}$
- 30cm
- $S_{\text{calculado}} = 80\text{cm}$

Por lo tanto, fuera de la zona de confinamiento (zona central): **$S = 25\text{cm}$**

Figura 33: Sección de la columna (1° modelo) – sistema de entresijos convencional



Fuente: Propia.

Diseño de placa

Las placas o muros de corte son elementos estructurales que están sometidos a cargas verticales y horizontales. Al igual que las columnas, las placas se diseñan por flexocompresión y corte

Diseño por flexocompresión

La placa a analizar se encuentra ubicada entre los ejes 4/A-B, se procederá a colocar una cuantía mínima a lo largo de la placa y el refuerzo de confinamiento lo tomara el acero de las columnas que están unidas a ella.

Las cargas axiales y los momentos flectores de las combinaciones se ubicarán en el diagrama de interacción, verificando que los puntos estén dentro y lo más cercano a la curva de diseño. A continuación, se muestra las cargas que interactúan en la placa a analizar:

Tabla 18: Cargas que interactúan en la placa – sistema de entrepisos convencional

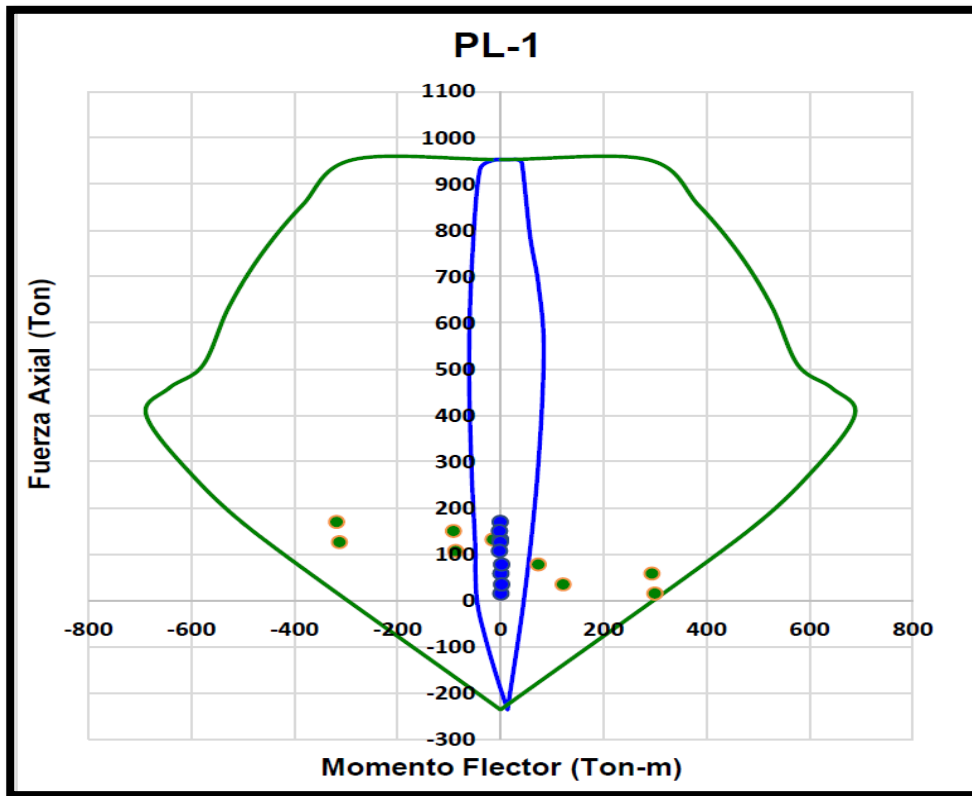
Nivel 1	P	M2	M3
Comb1	131.37	-0.11	-14.35
Comb2	58.41	0.45	293.87
Comb3	169.46	-0.63	-318.30
Comb4	77.56	1.85	73.05
Comb5	150.30	-2.04	-91.59
Comb6	15.20	0.49	299.30
Comb7	126.25	-0.59	-312.86
Comb8	34.35	1.90	121.66
Comb9	107.09	-1.99	-87.49

Fuente: Propia.

De acuerdo a la norma E-060 la cuantía mínima de acero para una placa se calcula de la siguiente manera: $A_{smin} = 0.002 * t * h$.

Por ello inicialmente se consideró una distribución de acero de 3/8" @.25m, con ello vemos que los puntos se encuentran dentro del diagrama de interacción.

Figura 34: Diagrama de interacción de la placa (1° modelo) – sistema de entresijos convencional



Fuente: Propia.

Diseño por cortante

Para el diseño por cortante nos basamos en las disposiciones especiales para muros de la norma E-060. En ella nos indica lo siguiente:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

Adicional a ello la norma E-060 nos dice que deberá de corregirse la fuerza cortante obtenida para evitar que la falla por corte se produzca antes de la falla por flexo-compresión. Para ello se utilizará la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_u} \right)$$

Tabla 19: Valores de la fuerza cortante – sistema de entresijos convencional

Nivel 1	P	Mu	Mn	Mn/Mu	Vuact
Comb1	131.37	14.35	-	-	-
Comb2	58.41	293.87	370.00	1.26	77.71
Comb3	169.46	318.30	500.00	1.57	78.92
Comb4	77.56	73.05	380.00	5.20	47.24
Comb5	150.30	91.59	470.00	5.13	48.45
Comb6	15.20	299.30	300.00	1.00	77.97
Comb7	126.25	312.86	450.00	1.44	78.65
Comb8	34.35	121.66	350.00	2.88	47.50
Comb9	107.09	87.49	420.00	4.80	48.19

Fuente: Propia.

Debemos escoger el mayor valor de Mn/Mu, siendo este menor a R= 4.5, por lo tanto:

$$V_u = 48.45 * 4.50 = \mathbf{218.03Tn}$$

La contribución del concreto (V_c) está dada por la siguiente expresión:

$$V_c \leq A_c w \alpha_c \sqrt{f'_c}$$

$$\text{Si } H_m/l_m = 18.30/2.15 = 8.51 \geq 2 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

$$V_c = (275*25)*0.53*\sqrt{210} = \mathbf{52.80Tn}$$

Luego:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{218.03}{0.85} - 52.80 = \mathbf{203.71Tn}$$

Refuerzo horizontal:

Como $V_u \geq \phi V_n$ entonces requiere refuerzo por corte la cual lo obtendremos de la siguiente expresión:

$$V_s = A_c w \rho_h f_y$$

$$\rho_h = \frac{203.71 * 1000}{(275*25)*4200} = \mathbf{0.007}$$

$$s_h = \frac{2 * 1.29}{0.007*100*25} = \mathbf{0.15m}$$

Entonces para la separación horizontal tenemos: 1/2"@.15m

Refuerzo vertical:

La cuantía vertical no debe de ser mayor que la cuantía horizontal ni menor que:

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

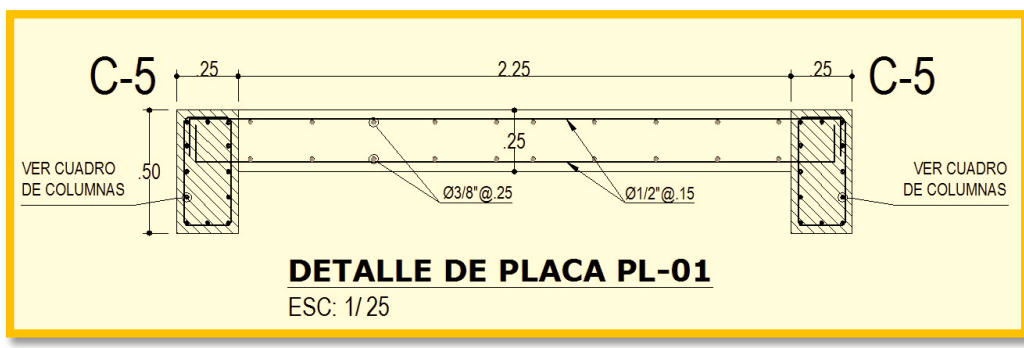
$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{18.30}{2.10}\right) * (\rho_h - 0.0025) < 0$$

De acuerdo a la expresión no es necesario acero por ello se utilizará la cuantía mínima según la norma E-060.

$$\rho_v = \mathbf{0.0025}$$

Entonces para la separación vertical tenemos: 3/8" @ .25m

Figura 35: Detalle final de la placa (1° modelo) – sistema de entresijos convencional



Fuente: Propia.

Diseño de zapata

La cimentación es la subestructura que soporta las cargas concentradas (gravedad y sismo) proveniente de los elementos estructurales conectados a ella y esta a su vez transmite esas cargas al terreno de tal manera que no exceda a la capacidad portante del terreno. En nuestro caso diseñaremos una zapata aislada ubicada en el 6/C, correspondiente a la columna C-3 (0.25mx0.70m).

En el cuadro siguiente se muestran las cargas que llegan a la zapata:

Tabla 20: Cargas que llegan a la zapata – sistema de entrepisos convencional.

Cargas	P	Mx	My
DEAD	79.56	0.31	0.47
VIVA	19.47	0.08	0.17
SX	1.18	0.93	-
SY	16.50	-	2.87

Servicio	P	Mx	My
P	99.03	0.39	0.64
Sx	100.21	1.32	-
Sy	115.53	-	3.51

Fuente: Propia.

Dimensionamiento de la zapata

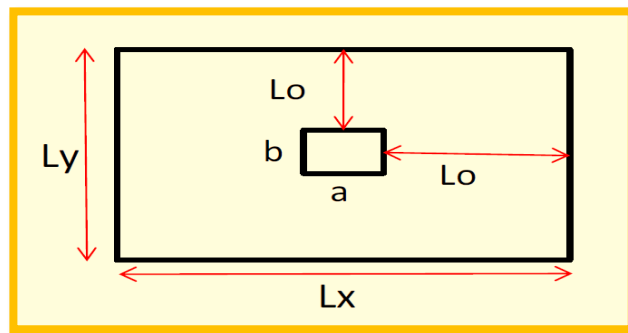
El área necesaria para la zapata se obtiene adicionando a la carga en servicio el peso propio de la zapata que se estima en un 5%. Además, la capacidad portante del terreno se reduce debido al peso del suelo sobre el nivel de la cimentación y a la sobrecarga del piso.

$$A_{min} = \frac{1.05 \cdot (CM + CV)}{(\sigma - \gamma \cdot hf - s/c)}$$

$$A_{min} = \frac{1.05 \cdot (79.56 + 19.47)}{(40 - 2.15 \cdot 1.40 - 0.20)} = 2.83 \text{m}^2$$

Luego de obtener el área se procederá a dimensionar las dimensiones de la zapata a partir de las dimensiones de la columna.

Figura 36: Dimensionamiento de la zapata - sistema de entresijos convencional



Fuente: Propia.

$$L_x = 2 \cdot L_o + a; \text{ donde } a = 0.25 \text{m}$$

$$L_y = 2 \cdot L_o + b; \text{ donde } b = 0.70 \text{m}$$

$$\text{Para } L_o = 0.625 \text{m}$$

$$L_x = 1.50 \text{m} \quad L_y = 1.95 \text{m}$$

$$A_z = 2.93 \text{m}^2$$

Verificación de los esfuerzos

Por cargas de gravedad:

$$\sigma = \frac{P}{Az} + \frac{6Mx}{Az*Lx} + \frac{6My}{Az*Ly} \leq \sigma_{adm}$$
$$\sigma_x = \frac{1.05(99.03)}{2.93} + \frac{6(0.39)}{2.93*1.50} + \frac{6(0)}{2.93*1.95} = 36.08 \text{Tn/m}^2 \dots \text{OK}$$
$$\sigma_y = \frac{1.05(99.03)}{2.93} + \frac{6(0)}{2.93*1.50} + \frac{6(0.56)}{2.76*1.95} = 36.22 \text{Tn/m}^2 \dots \text{OK}$$

Por cargas de sismo:

$$\sigma = \frac{P}{Az} + \frac{6(Mx+Msx)}{Az*Lx} + \frac{6(My+Msy)}{Az*Ly} \leq 1.3*\sigma_{adm}$$
$$\sigma_x = \frac{1.05*100.21}{2.93} + \frac{6(1.32)}{2.93*1.50} + \frac{6(0)}{2.93*1.95} = 37.78 \text{Tn/m}^2 \dots \text{OK}$$
$$\sigma_y = \frac{1.05*115.53}{2.93} + \frac{6(0)}{2.93*1.50} + \frac{6(3.51)}{2.93*1.95} = 45.16 \text{Tn/m}^2 \dots \text{OK}$$

Por flexión biaxial:

$$\sigma_{xy} = \frac{1.05*115.53}{2.93} + \frac{6(1.32)}{2.93*1.50} + \frac{6(3.51)}{2.76*1.95} = 46.97 \text{Tn/m}^2 \dots \text{OK}$$

Verificación por punzonamiento

Se verifica la cortante en las dos direcciones a la vez, ubicadas a una distancia de “d/2” de la cara de la columna. La zapata actúa como una losa en dos direcciones, por ello el diseño de basa en las disposiciones de la norma E-060 en el capítulo 11 (11.12.2.1), donde la resistencia del concreto V_c debe de ser el menor valor entre las siguientes expresiones:

$$\text{i) } V_c = 1.06 \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d = 1.06 \sqrt{210} \cdot 390 \cdot 50 = \mathbf{299.54Tn}$$

b_o : perímetro de la sección crítica para cortante en la zapata

$$b_o = 2 \cdot (L_x + d + L_y + d) = 3.90\text{m}$$

$$A_o = (L_x + d) \cdot (L_y + d) = 0.9\text{m}^2$$

$$d = 0.60 - 0.10 = 0.50\text{m}$$

$$\text{ii) } V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d = 0.53 \left(1 + \frac{2}{2.4}\right) \sqrt{210} \cdot 390 \cdot 50 = \mathbf{256.75Tn}$$

β : relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

$$\text{iii) } V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d = 0.27 \left(\frac{40 \cdot 50}{390} + 2\right) \sqrt{210} \cdot 390 \cdot 50 = \mathbf{543.86Tn}$$

$\alpha_s = 40$ (columnas de interiores)

$\alpha_s = 30$ (columnas de borde)

$\alpha_s = 20$ (columnas en esquina)

La menor cortante del concreto es $\phi V_c = 0.85 * 229.54 = \mathbf{218.23Tn}$

La cortante ultima está dada por la siguiente expresión: $V_u = P_u - q_u * A_o$

La presión ultima del suelo se obtiene de dividir la fuerza amplificada de la carga axial $(1.4C_M + 1.7C_V)$ con el área de la zapata ($q_u = 4.94 \text{kg/cm}^2$).

$$V_u = 144.48 - 49.4 * 0.9 = \mathbf{100.03Tn} \leq \phi V_c \dots \mathbf{OK}$$

Verificación por corte

Se verifica la cortante a una distancia “d” de la cara de la columna considerando el comportamiento de la zapata como una viga.

Para la dirección x-x:

$$\phi V_{cx} = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * L_y * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 195 * 50 = \mathbf{63.65Tn}$$

$$V_{ux} = \sigma_u * L_y (L_o - d) = 4.94 * 195 * (60 - 50) = 12.04Tn \leq \phi V_{cx} \dots \mathbf{OK}$$

Para la dirección y-y:

$$\phi V_{cy} = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * L_x * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 150 * 50 = \mathbf{48.96Tn}$$

$$V_{uy} = \sigma_u * L_x (L_o - d) = 4.94 * 150 * (60 - 50) = 9.26Tn \leq \phi V_{cy} \dots \mathbf{OK}$$

Diseño por flexión

El diseño por flexión nos permite conocer el área de acero que necesita la zapata para que resista los momentos de diseño de la sección crítica ubicada en la cara del elemento vertical. Las fórmulas empleadas son las mismas que para el diseño de vigas.

Para la dirección x-x:

$$M_{ux} = \sigma_u * L_o^2 * L_y * 0.5 = 4.94 * 62.5^2 * 195 * 0.5 = \mathbf{17.94Tn-m}$$

$$A_s = 9.71\text{cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 * b * d = 9.00\text{cm}^2 < A_s \dots \mathbf{OK}$$

$A_s = 9.71\text{cm}^2$ (**1Ø5/8" @ 0.20m**) Para la dirección y-y:

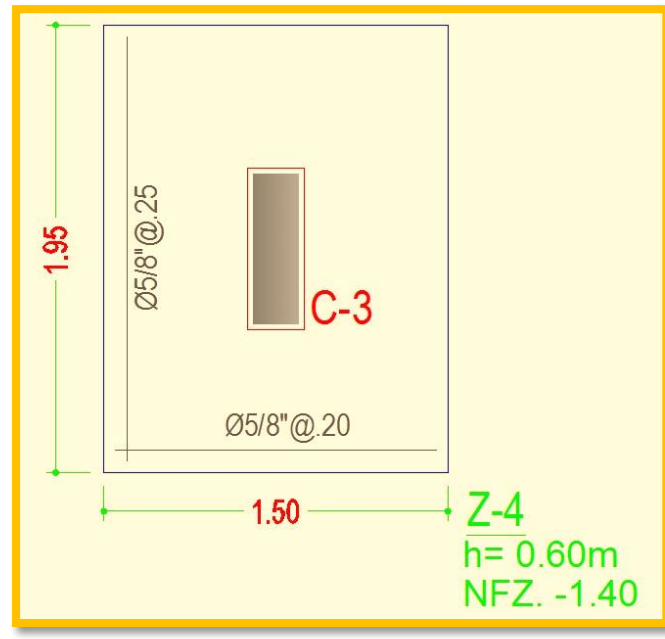
$$M_{uy} = \sigma_u * L_o^2 * L_x * 0.5 = 4.94 * 62.5^2 * 150 * 0.5 = \mathbf{13.69Tn-m}$$

$$A_s = 7.37\text{cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0012 * b * d = 6.00\text{cm}^2 < A_s \dots \mathbf{OK}$$

$A_s = 7.37\text{cm}^2$ (**1Ø5/8" @ 0.25m**)

Figura 37: Detalle final de la zapata (1° modelo) – sistema de entrepisos convencional



Fuente: Propia.

4.6 Sistema de entrepisos con viguetas prefabricadas

La parte estructural del sistema está constituido por viguetas prefabricadas de acero con concreto entre ellas y una losa superior vaciados in situ de 4cm como mínimo con una malla de temperatura. La parte estructural se completa con casetones de poliestireno expandido de alta densidad. El espaciamiento entre viguetas de eje a eje es de 84cm; las viguetas prefabricadas de acero “VIGACERO” tienen una forma de “TT” invertida de 9cm de altura y 13cm de ancho en el ala inferior.

En las salientes de las alas se apoyan los casetones de EPS (poliestireno expandido), evitándose el fondo de encofrado.

Este sistema no requiere de encofrado en ningún caso y en luces libres mayores a 4.50m solo requiere apuntalamiento. En la losa superior van embebidas las instalaciones eléctricas, sanitarias, la malla de temperatura y el acero negativo (opcional para espesores de losas continuas superiores a 25cm). La losa final tiene un compuesto de concreto y acero, que permite formar un diafragma rígido ya que sus componentes están integrados mediante una adherencia mecánica.

Diseño de losa aligerada con viguetas prefabricadas de acero

Como muestra de ejemplo se va a tomar un tramo típico de losa ubicado entre los ejes 3-4 y A-C

Carga muerta:

$$\text{Peso de la losa superior} = 2400 * 0.05 = 120 \text{kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la nervadura} = 2400 * 0.08 * 0.15 / 0.84 = 34.29 \text{kg/m}^2$$

$$\text{Peso de la vigueta} = 4.86 / 0.84 = 5.79 \text{kg/m}^2$$

$$\text{Casetón} = 15 * 0.15 / 0.84 = 2.68 \text{kg/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 100 \text{kg/m}^2$$

$$\text{Peso de tabiquería} = 100 \text{kg/m}^2$$

Carga viva:

Sobrecarga (vivienda) = 200kg/m²

Luego: WU = 1.4 (362.76) x0.84 + 1.7 (200) x0.84 = 0.712Tn/m

Diseño a flexión

Para el diseño a flexión debemos calcular la cantidad de acero que deben tener las viguetas, para que estas resistan los momentos y fuerzas cortantes producidas por las cargas actuantes.

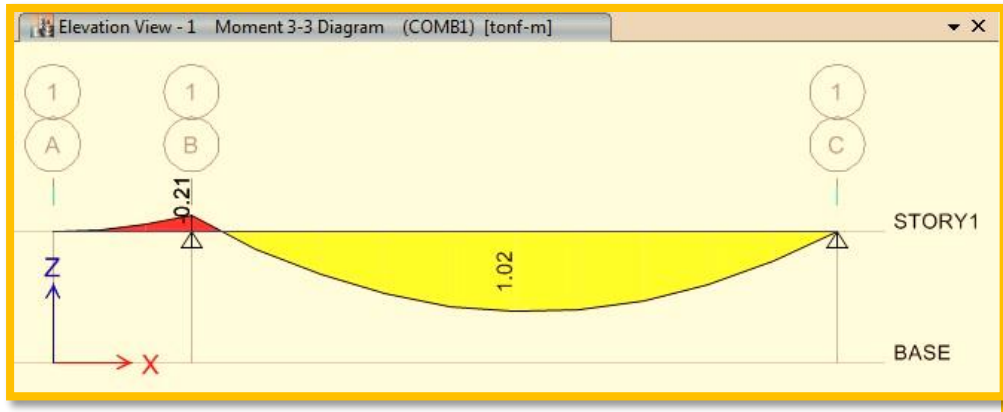
Tabla 21: Momentos admisibles de las viguetas – sistema con viguetas prefabricadas

	ALTURA O ESPESOR DE LOSA ALIGERADA (cm)	DISTANCIA ENTRE EJES (cm)	PESO PROPIO (Kg/m ²)	MOMENTOS ADMISIBLES (Kg-m) = ϕ Mn (Ton/m ²)	
				VIGACERO losa sin tabiquería	VIGACERO considerando tabiquería
			CASETÓN DE EPS		
UN PAÑO SIMPLE	16 cm	84	1.35	1.80	2.04
	17 cm	84	1.35	2.00	2.25
	20 cm	84	1.69	2.44	2.70
	25 cm	84	2.25	2.93	3.21
	30 cm	74	2.44	3.45	3.75
	35 cm	69	2.70	5.19	5.59
PAÑOS CONTINUOS	16 cm	84	1.35	1.04	1.28
	17 cm	84	1.35	1.15	1.40
	20 cm	84	1.69	1.34	1.62
	25 cm	84	2.25	1.67	1.98
	30 cm	74	2.44	1.97	2.30
	35 cm	69	2.70	2.96	3.36

Fuente: Propia.

De la tabla anterior podemos observar que el momento admisible para una losa de 0.20m es de 1.62Tn-m

Figura 38: Momentos últimos de la vigueta compuesta – sistema con viguetas prefabricadas



Fuente: Propia.

De la figura podemos observar que el $\phi M_n > M_u$

Para el acero negativo tenemos:

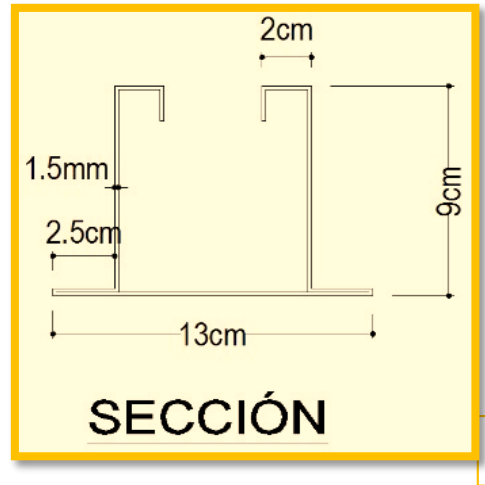
Tabla 22: Datos para acero negativo – sistema con viguetas prefabricadas

L = 4.65m		
b =	84	cm
d =	17.5	cm
M =	1.02	Tn-m
Ku =	3.97	kg/cm ²
ρ =	0.11%	
As =	1.56	cm ²

Fuente: Propia.

El acero obtenido es inferior al acero de la sección (6cm²)

Figura 39: Sección de la vigueta prefabricada



Fuente: Propia.

Diseño por cortante

La norma E-060 nos indica que el diseño de secciones transversales sometida a fuerza cortante debe estar basado en la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

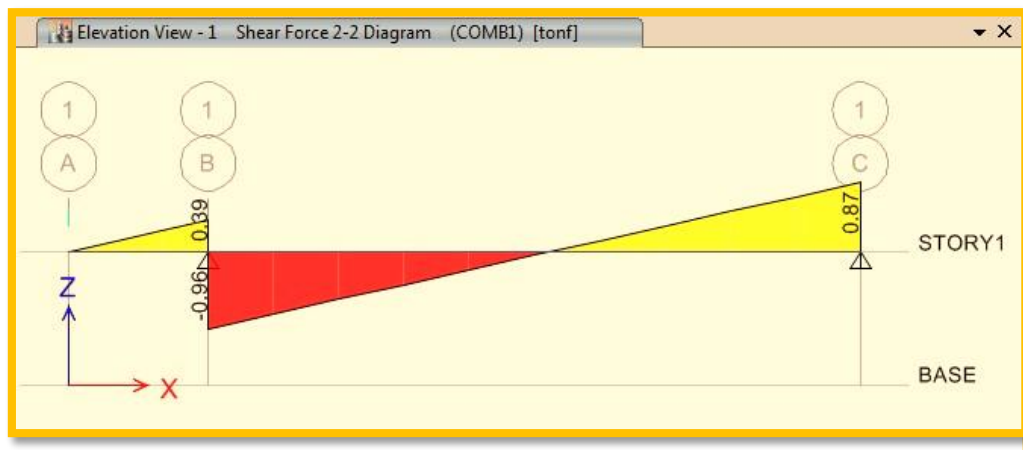
En el caso de losas aligeradas la norma E-060 nos permite incrementar en un 10% la resistencia del concreto (ϕV_n)

$$\phi V_n = \phi * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$\phi V_n = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 13 * 17.5 = 1.63 Tn$$

Si la resistencia del concreto no es suficiente a la requerida, se harán ensanches en las viguetas para que de esta forma la resistencia al corte de las viguetas aumente.

Figura 40: Fuerzas cortantes últimas de la vigueta compuesta.



Fuente: Propia.

La fuerza cortante en el eje es de $V_u = 1.07 \text{ Tn}$, para el diseño se requiere fuerza cortante a la cara.

$$V_u = 0.91 \text{ Tn (a la cara)}$$

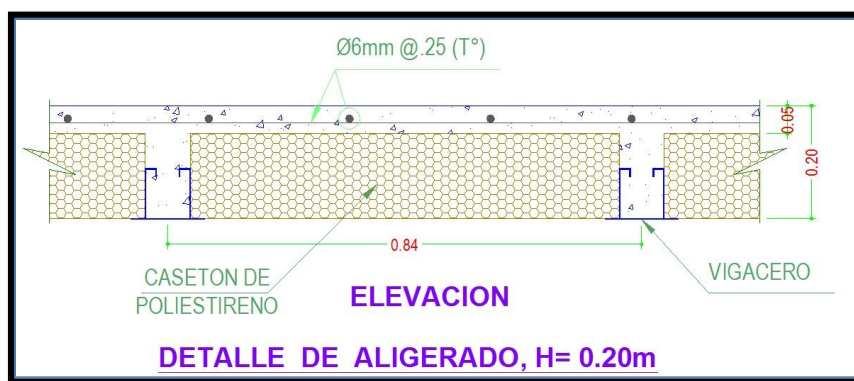
Como $1.63 \text{ Tn} > 0.91 \text{ Tn}$ (no es necesario ensanchamiento de vigueta)

Refuerzo por contracción y temperatura

La norma E-060 nos indica que la losa superior de 5cm debe de tener como mínimo un refuerzo de $\rho = 0.0025$, para así evitar problemas por contracción y temperatura.

$$A_s = 0.0025 * b * t = 0.0025 * 100 * 5 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{Ø}6\text{mm}@0.25\text{m}$$

Figura 41: Detalle de la losa con viguetas prefabricadas



Fuente: Propia.

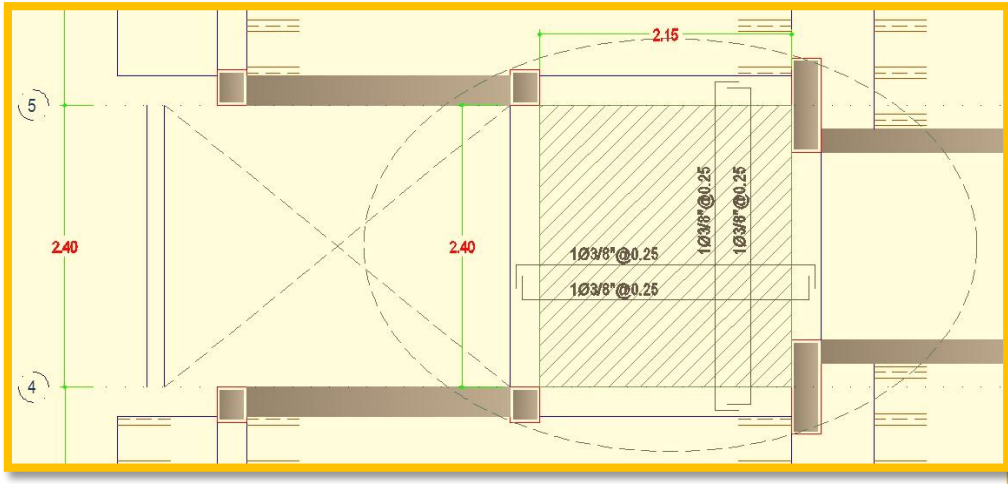
Diseño de losa maciza

La distribución de acero se obtiene mediante la cuantía mínima.

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * d = 0.0018 * 100 * 17 = 3.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto, el acero a colocar es: **Ø3/8@0.25m**

Figura 42: Diseño final de la losa maciza (2° modelo)

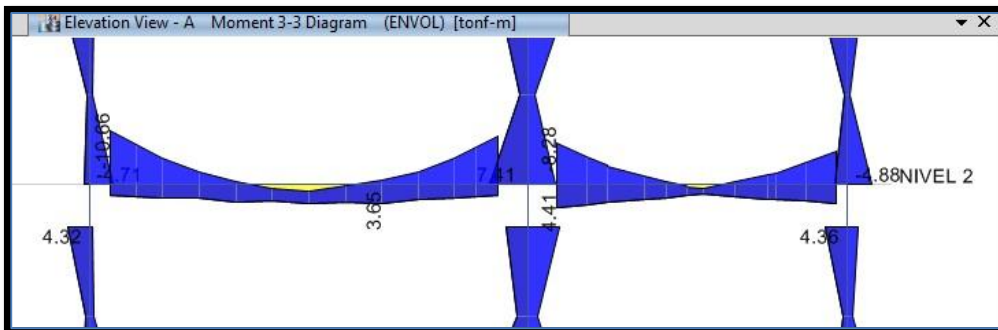


Fuente: Propia.

Diseño de viga

Para el diseño de las vigas se tomará como ejemplo el tramo 5-7 ubicado en el eje A del segundo nivel.

Figura 43: Momentos últimos en la viga (2° modelo)



Fuente: Etabs.

Diseño a flexión

$$A_{smin} = 2.67\text{cm}^2$$

$$A_{smax} = 20.63\text{cm}^2$$

Tabla 23: Cálculo del acero negativo – sistema con viguetas prefabricadas

M(-)	Tramo 5 - 6 (i)	Tramo 5 - 6 (j)	M(-)	Tramo 6 - 7 (i)	Tramo 6 - 7 (j)
Mu	10.66 Tn-m	9.63 Tn-m	Mu	8.28 Tn-m	5.65 Tn-m
Ku	25.37 kg/cm ²	22.91 kg/cm ²	Ku	17.11 kg/cm ²	11.67 kg/cm ²
ρ	0.73%	0.66%	ρ	0.48%	0.32%
As	7.53 cm ²	6.74 cm ²	As	5.28 cm ²	3.53 cm ²
refuerzo	2ø5/8" + 3ø1/2"	2ø5/8" + 3ø1/2"	refuerzo	2ø5/8" + 3ø1/2"	2ø5/8"

Fuente: Propia.

Tabla 24: Cálculo del acero positivo – sistema con viguetas prefabricadas.

M(+)	Tramo 5 - 6 (i)	Tramo 5 - 6 (j)	M(+)	Tramo 6 - 7 (i)	Tramo 6 - 7 (j)
Mu	3.85 Tn-m	2.01 Tn-m	Mu	4.41 Tn-m	3.64 Tn-m
Ku	9.16 kg/cm ²	4.78 kg/cm ²	Ku	9.11 kg/cm ²	7.52 kg/cm ²
ρ	0.25%	0.13%	ρ	0.25%	0.20%
As	2.08 cm ²	1.32 cm ²	As	2.73 cm ²	2.24 cm ²
refuerzo	2ø5/8"	2ø5/8"	refuerzo	2ø5/8"	2ø5/8"

Fuente: Propia.

A lo largo de la viga debe de existir un refuerzo continuo, constituido por dos barras tanto en la cara superior e inferior con un área de acero no menor a 1/4 de la máxima requerida en los nudos, ni menor al acero mínimo por flexión requerido.

$$A_{S\text{colocado}} = 4.00\text{cm}^2 (2\text{Ø}5/8'') > A_{S\text{min}} = 2.67\text{cm}^2 \dots \text{OK!}$$

$$A_{S\text{colocado}} > 1/4*(A_{S\text{max}}) = 1/4*7.53\text{cm}^2 = 1.88\text{cm}^2 \dots \text{OK!}$$

La resistencia al momento positivo en la cara del nudo no debe de ser menor que 1/3 de la resistencia al momento negativo provista en dicha cara.

$$M_{n\text{resit}} = 6.37\text{Tn-m} (A_s = 2\text{Ø}5/8'') \quad M_{n\text{rmax}} = 10.66\text{Tn-m} (A_s = 2\text{Ø}5/8'' + 3\text{Ø}1/2'')$$

$$M_{n\text{resit}} > 1/3*(10.66\text{Tn-m}) = 3.55\text{Tn-m} \dots \text{OK!}$$

En nuestro caso para la viga V-201 (0.25x0.50) el acero longitudinal se consideró **2Ø5/8''** tanto en la parte superior como inferior.

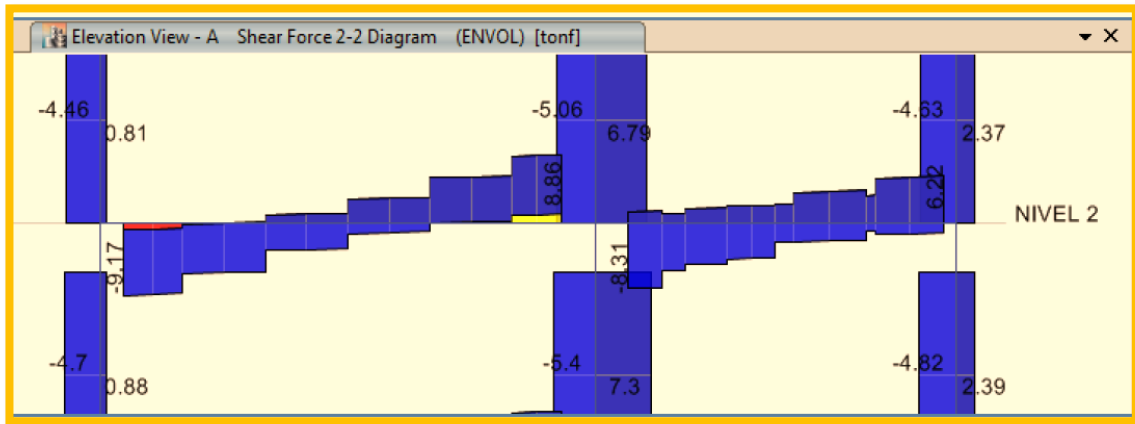
Diseño por cortante

El diseño de secciones transversales sometida a fuerza cortante debe estar basado en la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Figura 44 :Fuerzas cortantes últimas en la viga (2° modelo)



Fuente: Propia.

La fuerza cortante ultima se toma a una distancia d (peralte efectivo) medida desde la cara del apoyo de la viga. De acuerdo al diagrama de fuerzas cortantes el $V_u = 9.02\text{Tn}$

El aporte del concreto V_c para elementos sometidos a cortante y flexión, está dado por:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 44 = 8.45\text{Tn}$$

La Resistencia que proporciona el refuerzo transversal está dado por:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{9.02}{0.85} - 8.45 = 2.16\text{Tn}$$

La norma E-060 nos indica los requerimientos de estribos en las vigas debido al diseño sísmico.

$$L_o = 2h = 2 * 50 = 100\text{cm}$$

El primer estribo cerrado de confinamiento debe de estar situado a no más de 10cm de cara al apoyo.

El espaciamiento “So” de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de las siguientes condiciones:

- $d/4 = 44/4 = 11$; So = 11cm
- $10db_{\text{menor}} = 10 * 1.27 = 12.7$; So = 10cm
- $24db_{\text{estribo}} = 24 * 0.71 = 17.04$; So = 17cm.
- 30cm

Por lo tanto, en la zona de confinamiento (Lo): **So = 10cm.**

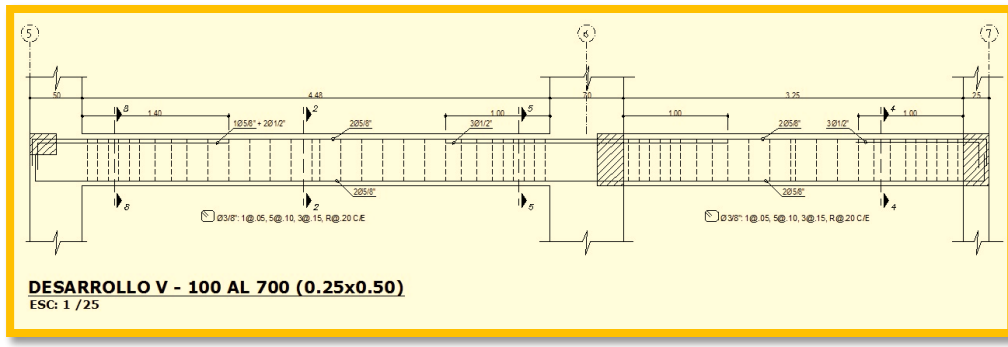
Fuera de la zona de confinamiento los estribos deben de estar espaciados a no más de 0.5d.

$$0.5d = 0.5 * 41 = 20.5\text{cm}$$

Por lo tanto, fuera de la zona de confinamiento (zona central) **S = 20cm**

Ø3/8”: 1 @0.05, 5 @0.10, 3 @0.15, Rto @0.20 c/e

Figura 45: Desarrollo de viga (2° modelo)



Fuente: Propia.

Diseño de columna

Diseño por flexocompresión

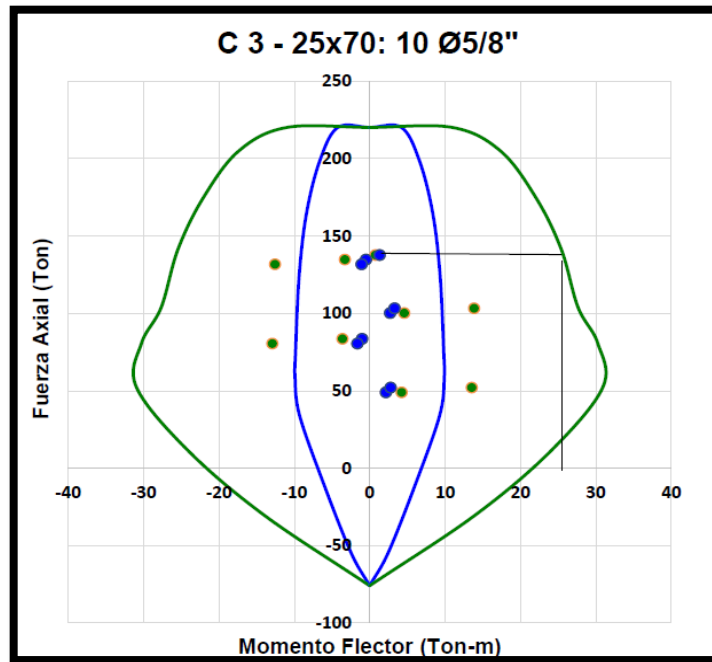
Se realizará el diseño de la columna C-3 (0.25mx 0.70m) ubicada en los ejes A / 6.

Tabla 25: Diseño por flexocompresión – columna – sistema de viguetas prefabricadas

PISO	COMBINACIONES	FUERZAS		
		Pu	Mc2	Mc3
1	1.4CM + 1.7CV	137.72	1.34	0.79
	1.25(CM + CV) + SX	100.23	2.72	4.59
	1.25(CM + CV) - SX	134.80	-0.47	-3.27
	1.25(CM + CV) + SY	103.34	3.32	13.88
	1.25(CM + CV) - SY	131.69	-1.07	-12.55
	0.9CM + SX	49.01	2.17	4.26
	0.9CM - SX	83.58	-1.01	-3.60
	0.9CM + SY	52.13	2.78	13.54
	0.9CM - SY	80.47	-1.62	-12.89

Fuente: Propia.

Figura 46: Diagrama de interacciones de la columna (2° modelo)



Fuente: Propia.

En la figura anterior se observa que los puntos se encuentran dentro del diagrama de interacción, también se aprecia que los puntos están alejados de la curva por ello se puede ir disminuyendo la cuantía en los niveles superiores.

Diseño por cortante

De acuerdo al diagrama de interacción la mayor carga axial da un momento de $M_n = 26 \text{ Tn-m}$ y una carga axial última de $P_u = 220.00 \text{ Tn}$, luego se procederá a calcular la fuerza cortante última.

$$V_u = \frac{26.00 + 26.00}{2.10} = 24.76 \text{Tn}$$

Luego el aporte del concreto será de:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \left[1 + \frac{0.0071 \cdot P_u}{A_g} \right] = 23.26 \text{Tn}$$

$$V_s = \frac{24.76}{0.85} - 23.26 = 5.87 \text{Tn}$$

El espaciamiento “s” de una sección utilizando estribos de 3/8” a una distancia “d” es:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(0.71 \cdot 2) \cdot 4200 \cdot 64}{5.87 \cdot 1000} = 65.00 \text{cm}$$

En ambos extremos de la columna existirá una zona de confinamiento “lo” medida desde la cara del nudo, lo cual no será menor que:

- 1/6 de la luz libre = 2.10 / 6; Lo = 35cm
- Lo = 45cm
- La máxima dimensión de la sección transversal; Lo = 70cm

Los estribos que se encuentran dentro de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento “So” que no deberá de exceder el menor de los siguientes valores:

- $8db_{\text{menor}} = 8 * 1.59 = 12.72$ ($\text{Ø}5/8''$); $S_o = 10\text{cm}$
- La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento; $S_o = 12.5\text{cm}$
- 10cm .

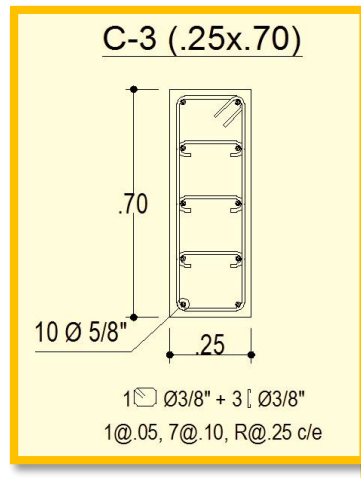
Por lo tanto, en la zona de confinamiento (Lo): **$S_o = 10\text{cm}$**

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento “S” del refuerzo transversal no deberá exceder de:

- $16db_{\text{menor}} = 16 * 1.59 = 40.64$ ($\text{Ø}5/8''$); $S = 25\text{cm}$
- $48db_{\text{estribo}} = 48 * 0.95 = 45.60$ ($\text{Ø}3/8''$); $S = 45\text{cm}$
- la menor dimensión del elemento; $S = 25\text{cm}$
- 30cm
- $S_{\text{calculado}} = 65\text{cm}$

Por lo tanto, fuera de la zona de confinamiento (zona central): $S = 25\text{cm}$

Figura 47: Detalle de la columna (2° modelo)



Fuente: Propia.

Diseño de placa

Diseño por flexocompresión

La placa a analizar se encuentra ubicada entre los ejes 4/A-B, se procederá a colocar una cuantía mínima a lo largo de la placa y el refuerzo de confinamiento lo tomara el acero de las columnas que están unidas a ella.

Las cargas axiales y los momentos flectores de las combinaciones se ubicarán en el diagrama de interacción, verificando que los puntos estén dentro y lo más cercano a la curva de diseño. A continuación, se muestra las cargas que interactúan en la placa a analizar:

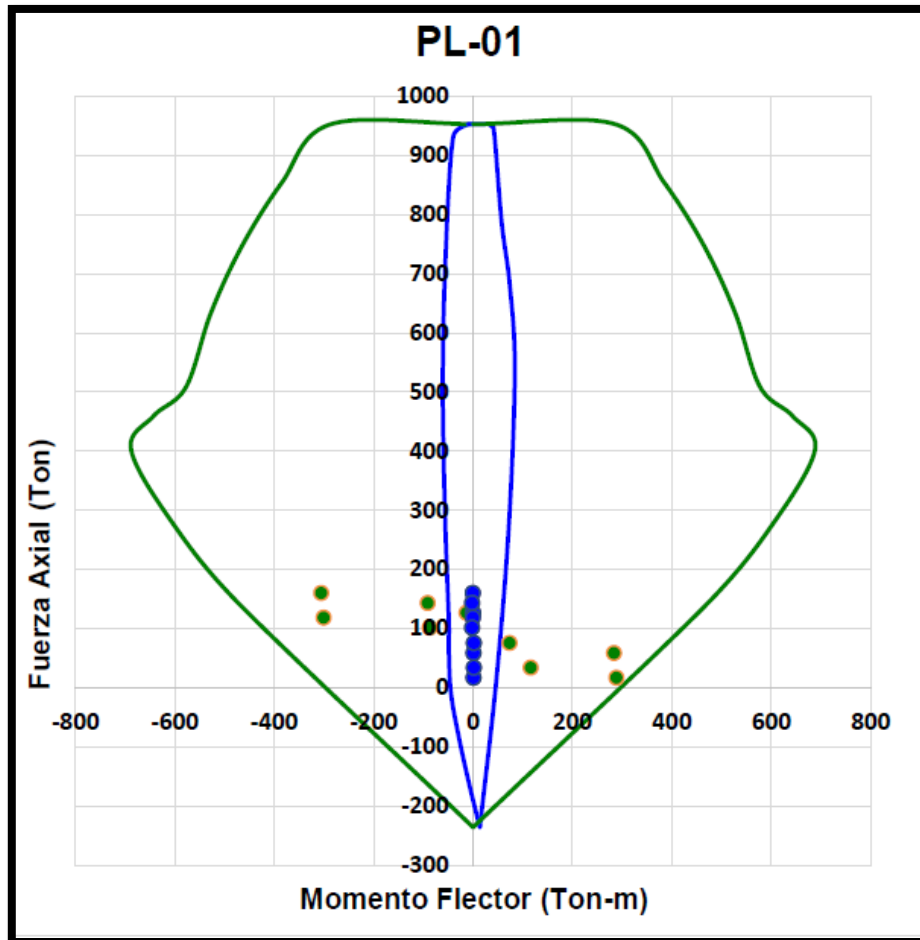
Tabla 26: Cargas que interactúan en la placa – sistema con viguetas prefabricadas

PISO	COMBINACIONES	FUERZAS		
		Pu	Mc2	Mc3
1	1.4CM + 1.7CV	126.42	-0.08	-13.37
	1.25(CM + CV) + SX	58.73	0.44	283.26
	1.25(CM + CV) - SX	160.24	-0.58	-305.95
	1.25(CM + CV) + SY	75.72	1.74	73.05
	1.25(CM + CV) - SX	143.25	-1.88	-91.59
	0.9CM + SX	16.68	0.48	288.43
	0.9CM - SX	118.19	-0.55	-300.79
	0.9CM + SY	33.67	1.78	116.12
	0.9CM - SY	101.20	-1.85	-87.49

Fuente: Propia.

Inicialmente se consideró una distribución de acero de 3/8" @.25m, con ello vemos que los puntos se encuentran dentro del diagrama de interacción.

Figura 48: Diagrama de interacción de la placa (2° modelo)



Fuente: Propia.

Diseño por cortante

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

Se deberá de corregir la fuerza cortante obtenida para evitar que la falla por corte se produzca antes de la falla por flexo-compresión. Para ello se utilizará la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_u} \right)$$

Tabla 27: Cálculo de fuerza cortante – sistema con viguetas prefabricadas

Nivel 1	P	Mu	Mn	Mn/Mu	Vact
Comb1	126.42	13.37	-	-	-
Comb2	58.73	283.26	370.00	1.31	73.31
Comb3	160.24	305.95	500.00	1.63	74.78
Comb4	75.72	73.05	370.00	5.07	44.30
Comb5	143.25	91.59	480.00	5.24	45.77
Comb6	16.68	288.43	300.00	1.04	73.63
Comb7	118.19	300.79	440.00	1.46	74.45
Comb8	33.67	116.12	330.00	2.84	44.62
Comb9	101.20	87.49	420.00	4.80	45.44

Fuente: Propia.

Debemos escoger el mayor valor de Mn/Mu, siendo este menor a R= 4.5, por lo tanto:

$$V_u = 45.77 * 4.50 = \mathbf{205.97Tn}$$

La contribución del concreto (Vc) está dada por la siguiente expresión:

$$V_c = (275 \cdot 25) \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} = 52.80 \text{Tn}$$

Luego:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{205.97}{0.85} - 52.80 = 189.52 \text{Tn}$$

Refuerzo horizontal:

Como $V_u \geq \phi V_n$ entonces requiere refuerzo por corte la cual lo obtendremos de la siguiente expresión:

$$V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y$$

$$\rho_h = \frac{189.52 \cdot 1000}{(275 \cdot 25) \cdot 4200} = 0.006$$

$$s_h = \frac{2 \cdot 1.29}{0.006 \cdot 100 \cdot 25} = 0.175 \text{m}$$

Entonces para la separación horizontal tenemos: 1/2" @ .175m

Refuerzo vertical:

La cuantía vertical no debe de ser mayor que la cuantía horizontal ni menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) * (\rho_h - 0.0025)$$

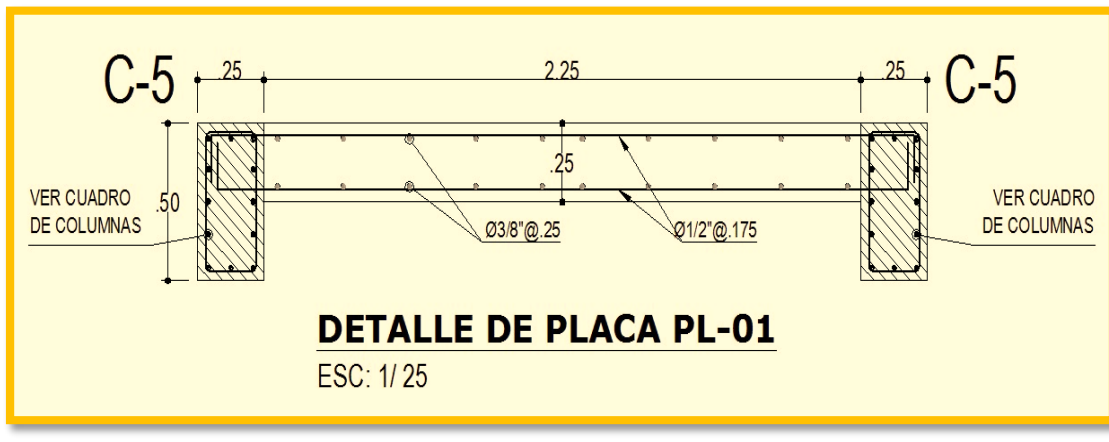
$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{18.30}{2.10} \right) * (\rho_h - 0.0025) < 0$$

De acuerdo a la expresión no es necesario acero por ello se utilizará la cuantía mínima según la norma E-060.

$$\rho_v = 0.0025$$

Entonces para la separación vertical tenemos: 3/8" @ .25m

Figura 49: Detalle de la placa (2° modelo)



Fuente: Propia.

Diseño de zapata

En nuestro caso diseñaremos una zapata aislada ubicada en el 6/C, correspondiente a la columna C-3 (0.25mx0.70m). En el cuadro siguiente se muestran las cargas que llegan a la zapata:

Tabla 28: Cargas que llegan a la zapata – sistema con viguetas prefabricadas

Cargas	P	Mx	My
DEAD	74.20	0.35	0.49
VIVA	19.63	0.10	0.20
SX	1.21	0.91	-
SY	15.94	-	2.59

Servicio	P	Mx	My
P	93.83	0.45	0.69
Sx	95.04	1.36	-
Sy	109.77	-	3.28

Fuente: Propia.

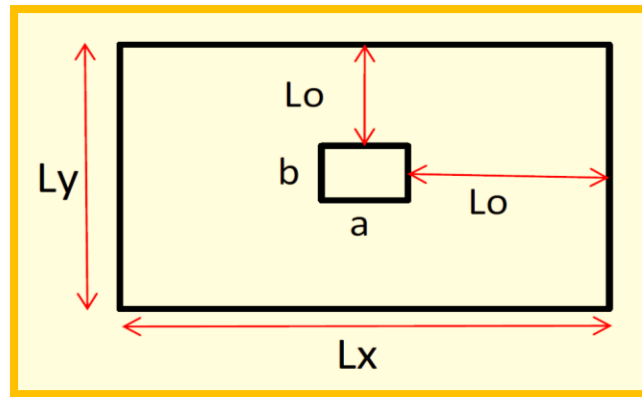
Dimensionamiento de la zapata

El área necesaria para la zapata se obtiene adicionando a la carga en servicio el peso propio de la zapata que se estima en un 5%. Además, la capacidad portante del terreno se reduce debido al peso del suelo sobre el nivel de la cimentación y a la sobrecarga del piso.

$$A_{min} = \frac{1.05 \cdot (CM + CV)}{(\sigma - \gamma \cdot hf - s/c)}$$
$$A_{min} = \frac{1.05 \cdot (70.70 + 18.54)}{(40 - 2.15 \cdot 1.40 - 0.20)} = 2.68$$

Luego de obtener el área se procederá a dimensionar las dimensiones de la zapata a partir de las dimensiones de la columna.

Figura 50: Dimensionamiento de la zapata – sistema con viguetas prefabricadas



Fuente: Propia.

$$Lx = 2*Lo + a; \text{ donde } a = 0.25m$$

$$Ly = 2*Lo + b; \text{ donde } b = 0.70m$$

$$\text{Para } Lo = 0.625m$$

$$Lx = 1.50m \quad Lx = 1.95m$$

$$Az = 2.93m^2$$

Verificación de los esfuerzos

Por cargas de gravedad:

$$\sigma = \frac{P}{Az} + \frac{6Mx}{Az*Lx} + \frac{6My}{Az*Ly} \leq \sigma_{adm}$$
$$\sigma_x = \frac{1.05(93.83)}{2.93} + \frac{6(0.45)}{2.93*1.50} + \frac{6(0)}{2.93*1.95} = 34.30 \text{Tn/m}^2 \dots \text{OK}$$
$$\sigma_y = \frac{1.05(93.83)}{2.93} + \frac{6(0)}{2.93*1.50} + \frac{6(0.69)}{2.93*1.95} = 34.41 \text{Tn/m}^2 \dots \text{OK}$$

Por cargas de sismo:

$$\sigma = \frac{P}{Az} + \frac{6(Mx+Msx)}{Az*Lx} + \frac{6(My+Msy)}{Az*Ly} \leq 1.3*\sigma_{adm}$$
$$\sigma_x = \frac{1.05*95.04}{2.93} + \frac{6(1.36)}{2.93*1.50} + \frac{6(0)}{2.93*1.95} = 35.98 \text{Tn/m}^2 \dots \text{OK}$$
$$\sigma_y = \frac{1.05*109.77}{2.93} + \frac{6(0)}{2.93*1.50} + \frac{6(3.28)}{2.93*1.95} = 42.85 \text{Tn/m}^2 \dots \text{OK}$$

Por flexión biaxial:

$$\sigma_{xy} = \frac{1.05*109.77}{2.93} + \frac{6(1.16)}{2.93*1.50} + \frac{6(2.98)}{2.93*1.95} = 44.71 \text{Tn/m}^2 \dots \text{OK}$$

Verificación por punzonamiento

La resistencia del concreto V_c debe de ser el menor valor entre las siguientes expresiones:

- i) $V_c = 1.06 \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d = 1.06 \sqrt{210} \cdot 390 \cdot 50 = \mathbf{299.54Tn}$
- ii) $V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d = 0.53 \left(1 + \frac{2}{2.4}\right) \sqrt{210} \cdot 390 \cdot 50 = \mathbf{256.75Tn}$
- iii) $V_c = 0.27 \left(\frac{a_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d = 0.27 \left(\frac{40 \cdot 50}{390} + 2\right) \sqrt{210} \cdot 390 \cdot 50 = \mathbf{543.86Tn}$

La menor cortante del concreto es $\phi V_c = 0.85 \cdot 229.54 = \mathbf{218.23Tn}$

La cortante ultima está dada por la siguiente expresión: $V_u = P_u - q_u \cdot A_o$

La presión ultima del suelo se obtiene de dividir la fuerza amplificada de la carga axial $(1.4CM + 1.7CV)$ con el área de la zapata ($q_u = 5\text{kg/cm}^2$).

$$V_u = 137.25 - 46.92 \cdot 0.9 = \mathbf{95.02Tn} \leq \phi V_c \dots \mathbf{OK}$$

Verificación por corte

Se verifica la cortante a una distancia “d” de la cara de la columna considerando el comportamiento de la zapata como una viga.

Para la dirección x-x:

$$\phi V_{cx} = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * L_y * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 195 * 50 = \mathbf{63.65Tn}$$

$$V_{ux} = \sigma_u * L_y (L_o - d) = 4.69 * 195 * (60 - 50) = \mathbf{11.44Tn} \leq \phi V_{cx} \dots \mathbf{OK}$$

Para la dirección y-y:

$$\phi V_{cy} = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * L_x * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 150 * 50 = \mathbf{48.96Tn}$$

$$V_{uy} = \sigma_u * L_x (L_o - d) = 4.69 * 150 * (60 - 50) = \mathbf{8.80Tn} \leq \phi V_{cy} \dots \mathbf{OK}$$

Diseño por flexión

Para la dirección x-x:

$$M_{ux} = \sigma_u * L_o^2 * L_y * 0.5 = 4.69 * 60^2 * 195 * 0.5 = \mathbf{17.87Tn-m}$$

$$A_s = 9.68\text{cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 * b * d = 9.00\text{cm}^2 < A_s \dots \mathbf{OK}$$

$A_s = 9.68\text{cm}^2$ (**1Ø5/8"** @ **0.20m**) Para la dirección y-y:

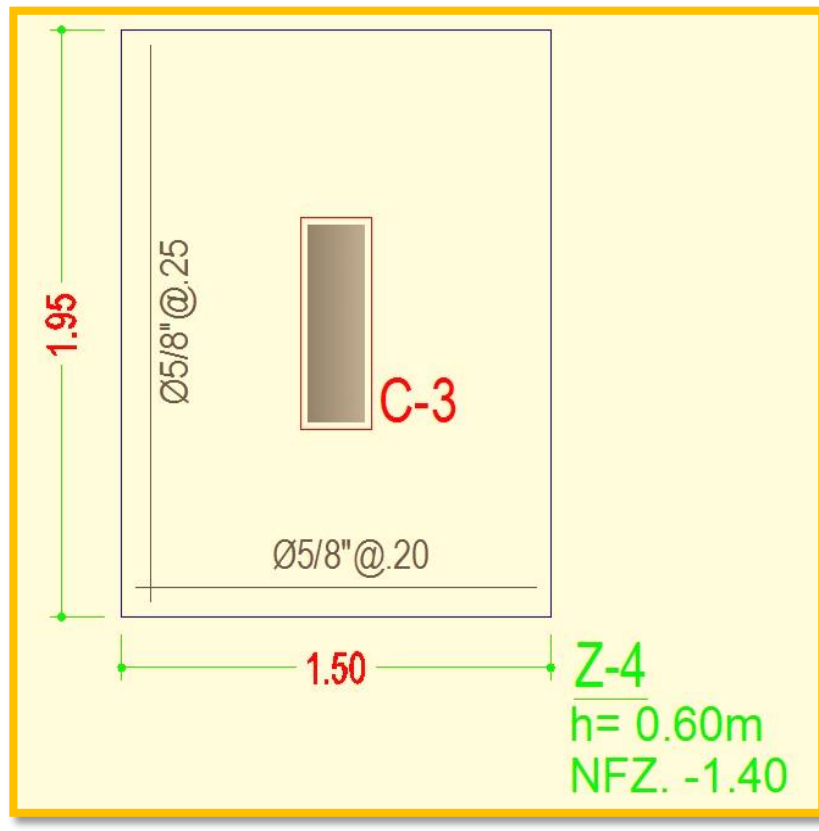
$$M_{uy} = \sigma_u * L_o^2 * L_x * 0.5 = 4.7 * 60^2 * 150 * 0.5 = \mathbf{13.75Tn-m}$$

$$A_s = 7.40\text{cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0012 * b * d = 6.00 \text{ cm}^2 < A_s \dots \text{OK}$$

$$A_s = 7.40 \text{ cm}^2 (1\text{Ø}5/8'' @ 0.25\text{m})$$

Figura 51: Detalle de la zapata (2° modelo)



Fuente: Propia.

4.7 Presupuesto

A continuación, se muestra el presupuesto en la especialidad de estructuras tanto para la edificación con sistema de entrepisos convencional como para la edificación con sistema de viguetas prefabricadas de acero. Cabe resaltar que solo se consideraron las partidas de columnas, vigas, placas y losas aligeradas ya que estas son las que principalmente se ven afectadas a la hora de evaluar los dos sistemas de entrepiso.

Consideraciones para el presupuesto

No se consideró el metrado de zapatas debido a que no hubo una variación significativa en sus dimensiones. En lo que respecta a los precios unitarios se fijaron en base al mes de septiembre del presente año de una revista especializada en construcción. En lo que respecta al presupuesto solo se consideraron los costos directos más no los indirectos.

El presupuesto N° 01 corresponde a la edificación con sistema de entrepisos convencional.

El presupuesto N° 02 corresponde a la edificación con sistema de entrepisos con viguetas prefabricadas.

4.7.1 Presupuesto para la edificación con el sistema de entresijos convencional

Tabla 29: Presupuesto para la edificación con el sistema de entresijos convencional

PRESUPUESTO N° 01						
ITEM	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO	P.U.	PARCIAL	SUBTOTAL
01.00.00	ESTRUCTURAS					
01.01.00	COLUMNAS					120,694.28
01.01.01	Concreto Premezclado f'c=210kg/cm2 en columna	m3	66.90	342.08	22,885.35	
01.01.02	Encofrado y desencofrado en columna	m2	693.00	46.67	32,342.23	
01.01.03	Acero fy=4200kg/cm2 Grado 60 en columna	kg	14,307.30	4.58	65,466.70	
01.02.00	VIGAS					125,980.52
01.02.01	Concreto Premezclado f'c=210kg/cm2 en viga	m3	88.50	312.97	27,697.71	
01.02.02	Encofrado y desencofrado en viga	m2	679.10	49.30	33,482.34	
01.02.03	Acero fy=4200kg/cm2 Grado 60 en viga	kg	14,161.70	4.58	64,800.47	

Fuente: Propia.

01.03.00	PLACAS					80,195.99
01.03.01	Concreto Premezclado f'c=210kg/cm2 en placa	m3	55.20	349.16	19,273.81	
01.03.02	Encofrado y desencofrado en placa	m2	622.50	46.67	29,052.05	
01.03.03	Acero fy=4200kg/cm2 Grado 60 en placa	kg	6,965.00	4.58	31,870.13	
01.04.00	LOSA ALIGERADA					88,789.45
01.04.01	Concreto Premezclado f'c=210kg/cm2 en losa aligerada	m3	69.90	316.12	22,096.90	
01.04.02	Encofrado y desencofrado en losa aligerada	m2	776.30	39.05	30,317.20	
01.04.03	Ladrillo hueco de arcilla 15x30x30 en losa aligerada	und	6,469.00	2.59	16,780.14	
01.04.04	Acero fy=4200kg/cm2 Grado 60 en losa aligerada	kg	4,282.40	4.58	19,595.21	
COSTO DIRECTO						415,660.24
I.G.V.18.00%						74,818.84
TOTAL						490,479.08

Fuente: Propia.

4.7.2 Presupuesto para la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas

Tabla 30: Presupuesto para la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas

PRESUPUESTO N° 02						
ITEM	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO	P.U.	PARCIAL	SUBTOTAL
01.00.00	ESTRUCTURAS					
01.01.00	COLUMNAS					120,694.28
01.01.01	Concreto Premezclado f'c=210kg/cm2 en columna	m3	66.90	342.08	22,885.35	
01.01.02	Encofrado y desencofrado en columna	m2	693.00	46.67	32,342.23	
01.01.03	Acero fy=4200kg/cm2 Grado 60 en columna	kg	14,307.30	4.58	65,466.70	
01.02.00	VIGAS					122,217.18
01.02.01	Concreto Premezclado f'c=210kg/cm2 en viga	m3	86.80	312.97	27,165.66	
01.02.02	Encofrado y desencofrado en viga	m2	642.10	49.30	31,658.09	
01.02.03	Acero fy=4200kg/cm2 Grado 60 en viga	kg	13,854.20	4.58	63,393.43	

Fuente: Propia.

01.03.00	PLACAS					78,050.88
01.03.01	Concreto Premezclado f'c=210kg/cm2 en placa	m3	55.20	349.16	19,273.81	
01.03.02	Encofrado y desencofrado en placa	m2	622.50	46.67	29,052.05	
01.03.03	Acero fy=4200kg/cm2 Grado 60 en placa	kg	6,496.20	4.58	29,725.02	
01.04.00	LOSA ALIGERADA					77,567.91
01.04.01	Concreto Premezclado f'c=210kg/cm2 en losa aligerada	m3	50.30	306.51	15,417.55	
01.04.02	Colocación de viguetas prefabricadas en losa aligerada	m2	783.86	70.01	54,876.28	
01.04.04	Acero fy=4200kg/cm2 Grado 60 en losa aligerada	kg	1,589.70	4.58	7,274.08	
COSTO DIRECTO						398,530.25
I.G.V. 18.00%						71,735.45
TOTAL						470,265.70

Fuente: Propia.

Capítulo V

Discusión de resultados

Luego de haber obtenido los resultados descritos en el capítulo anterior, procedemos a comparar el sistema de viguetas prefabricadas con el sistema convencional. Ello puede ser resumido, de forma práctica, en los siguientes cuadros:

Tabla 31: Cuadro comparativo– Peso de la Edificación

Sistema convencional			Sist. de viguetas prefabricadas		
NIVEL	Peso (Tn)	Masa (T-s ² /m)	NIVEL	Peso "Pi" (Tn)	Masa (T-s ² /m)
TECHO	33.86	3.45	TECHO	33.86	3.45
7	135.50	13.81	7	126.60	12.90
6	154.77	15.78	6	145.87	14.87
5	154.78	15.78	5	145.87	14.87
4	154.77	15.78	4	145.87	14.87
3	154.78	15.78	3	145.87	14.87
2	154.77	15.78	2	145.87	14.87
1	156.71	15.97	1	147.81	15.07
TOTAL	1099.94	112.12	TOTAL	1037.62	105.77

Fuente: Propia.

Tabla 32: Cuadro comparativo– Modos de vibración.

Sistema convencional		
Case	Mode	Periodo (segundos)
Modal	1	0.852
Modal	2	0.508
Modal	3	0.481
Modal	4	0.263
Modal	5	0.146
Modal	6	0.133
Modal	7	0.115
Modal	8	0.092
Modal	9	0.069
Modal	10	0.063
Modal	11	0.052
Modal	12	0.050
Modal	13	0.046
Modal	14	0.040
Modal	15	0.039
Modal	16	0.030
Modal	17	0.028
Modal	18	0.022
Modal	19	0.021
Modal	20	0.017
Modal	21	0.017

Sist. de viguetas prefabricadas		
Case	Mode	Periodo (segundos)
Modal	1	0.838
Modal	2	0.497
Modal	3	0.476
Modal	4	0.258
Modal	5	0.143
Modal	6	0.130
Modal	7	0.113
Modal	8	0.090
Modal	9	0.068
Modal	10	0.062
Modal	11	0.051
Modal	12	0.049
Modal	13	0.045
Modal	14	0.039
Modal	15	0.038
Modal	16	0.030
Modal	17	0.027
Modal	18	0.021
Modal	19	0.021
Modal	20	0.017
Modal	21	0.017

Fuente: Propia.

Tabla 33: Cuadro comparativo - Fuerza cortante de diseño

Sistema convencional		Sist. de viguetas prefabricadas	
Cortante de diseño (Vx) =	219.99Tn	Cortante de diseño (Vx) =	207.52Tn
Cortante de diseño (Vy) =	162.01Tn	Cortante de diseño (Vy) =	152.83Tn

Fuente: Propia.

Tabla 34: Cuadro comparativo - Desplazamiento de entrepisos

Sistema convencional						Sistema de viguetas prefabricadas					
Desplazamiento Relativo de Entrepiso del Centro de Masa						Desplazamiento Relativo de Entrepiso del Centro de Masa					
DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y			DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
desplazam. absolt. (cm)	($\Delta i/h_e$)*0.75R	Obs.	desplazam. absolt. (cm)	($\Delta i/h_e$)*0.75R	Obs.	desplazam. absolt. (cm)	($\Delta i/h_e$)*0.75R	Obs.	desplazam. absolt. (cm)	($\Delta i/h_e$)*0.75R	Obs.
2.574	0.003267	OK	1.801	0.002835	OK	2.548	0.003270	OK	1.763	0.002796	OK
2.322	0.004175	OK	1.613	0.002922	OK	2.296	0.004161	OK	1.578	0.002874	OK
2.001	0.004681	OK	1.420	0.003241	OK	1.976	0.004651	OK	1.389	0.003189	OK
1.640	0.005049	OK	1.206	0.003737	OK	1.617	0.005009	OK	1.178	0.003654	OK
1.251	0.005150	OK	0.960	0.004127	OK	1.232	0.005100	OK	0.937	0.004036	OK
0.854	0.004850	OK	0.713	0.004288	OK	0.839	0.004793	OK	0.695	0.004193	OK
0.481	0.003996	OK	0.440	0.004044	OK	0.470	0.003932	OK	0.429	0.003938	OK
0.173	0.002120	OK	0.157	0.002252	OK	0.167	0.002045	OK	0.152	0.002177	OK
0.000	0.000000		0.000	0.000000		0.000	0.000000		0.000	0.000000	

Fuente: Propia.

Tabla 35: Cuadro comparativo - Cantidad de materiales

Sistema convencional			Sist. De viguetas prefabricadas		
PRESUPUESTO 1			PRESUPUESTO 2		
DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO
Concreto	m3	280.50	Concreto	m3	259.20
Madera	m2	2,770.90	Madera	m2	1,957.60
Ladrillo	und	6,469.00	Ladrillo	und	987.00
Acero	kg	39,716.40	Acero	kg	40,946.24

Fuente: Propia.

Tabla 36: Cuadro comparativo - Presupuesto de estructuras de las edificaciones

Sistema convencional		Sist. De viguetas prefabricadas	
PRESUPUESTO 1		PRESUPUESTO 2	
DESCRIPCIÓN	SUBTOTAL	DESCRIPCIÓN	SUBTOTAL
COLUMNAS	120,694.28	COLUMNAS	120,694.28
VIGAS	125,980.52	VIGAS	122,217.18
PLACAS	80,195.99	PLACAS	78,050.88
LOSA ALIGERADA	88,789.45	LOSA ALIGERADA	77,567.91
COSTO DIRECTO	415,660.24	COSTO DIRECTO	398,530.25
I.G.V. 18%	74,818.84	I.G.V. 18%	71,735.45
TOTAL	490,479.08	TOTAL	470,265.70

Fuente: Propia.

De lo anteriormente expuesto, podemos apreciar que:

El periodo fundamental de la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas se redujo en 1.64% respecto a la edificación con el sistema de entrepisos convencional. La cortante de diseño para la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas se redujo para las dos direcciones en 5.67% respecto a la edificación con el sistema de entrepisos convencional.

El desplazamiento absoluto de la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas se redujo en un 1.01% en la dirección X-X y 2.11% en la dirección Y-Y respecto al sistema de entrepisos convencional. El desplazamiento relativo máximo de la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas se redujo en un 0.98% en la dirección X-X y 2.22% en la dirección Y-Y respecto al sistema de entrepisos convencional.

El concreto obtenido en el metrado para la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas se redujo en 7.59% (21.3m³) respecto a la edificación con el sistema de entrepisos convencional. La madera para el encofrado obtenido en el metrado para la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas se redujo en 29.35% (913.30m²) respecto a la edificación con el sistema de entrepisos convencional.

El área obtenida por cada unidad de ladrillo (0.30x0.30x0.15) en el metrado para la edificación con el sistema de entrepisos convencional es de 582.21m². El área obtenida por cada unidad de casetón de EPS (1.00x0.75x0.15) en el metrado para la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricados es de 740.25m².

La cantidad de acero para la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas aumento en 3.98% (1229.84kg). El presupuesto de las columnas de la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricas se mantuvo igual respecto al sistema de entrepisos convencional.

El presupuesto de las vigas de la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricas se redujo en un 2.99% (S/ 3,763.64) respecto al sistema de entrepisos convencional. El presupuesto de las placas de la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricas se redujo en un 2.67% (S/ 2,145.11) respecto al sistema de entrepisos convencional.

El presupuesto de la losa aligerada de la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas se redujo en un 12.64% (S/ 11,221.54) respecto al sistema de entrepisos convencional. El presupuesto de estructuras de la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas se redujo en un 4.12% (S/ 20,213.38) respecto al sistema de entrepisos convencional.

El peso de la edificación con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas se redujo en un 5.67% (62.32Tn) respecto al sistema de entrepisos convencional.

CONCLUSIONES

En la presente tesis se ha propuesto el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas como una alternativa eficiente en el proceso constructivo de losas aligeradas, promoviendo su uso en las empresas constructoras del rubro de edificios multifamiliares. Esto es debido a que los elementos que componen el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas hacen que su construcción sea más rápida que la del sistema de entrepisos convencional, además de su buen comportamiento sísmico.

En la presente tesis se ha evaluado el comportamiento sísmico de entrepisos de losas aligeradas con viguetas prefabricadas de acero. Como sabemos, nuestro país se encuentra ubicado en una zona sísmica, lo cual conlleva a que toda edificación se rija a un diseño sismorresistente. Por ello, después de hacer la evolución respectiva, y comparándola con el sistema de entrepisos convencional, podemos concluir que el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas posee un buen comportamiento sísmico, cumpliendo eficientemente con lo exigido por la Norma E-030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, respondiendo mucho mejor que el sistema convencional frente a actividades sísmicas.

Las viguetas prefabricadas de acero llamadas “vigacero” tienen una sección transversal en forma de doble te invertida (TT) y reemplazan al acero estructural. De acuerdo a las especificaciones para este sistema, la separación de viguetas es un poco más del doble que las viguetas convencionales además de hacer innecesario el uso de encofrados. Por ello es posible reducir la cantidad de materiales a emplear, haciendo posible una reducción de costos en la ejecución del proyecto de edificación, además del tiempo que éste demanda.

RECOMENDACIONES

En el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas expuesto en la presente tesis, se recomienda el uso de tablonces apoyados sobre las viguetas y vigas para el tránsito de personas y material durante el armado de la losa. Otra opción para la malla de temperatura en el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas es el uso de malla electrosoldada. Se recomienda también el uso de separadores entre la malla de temperatura y el casetón de poliestireno.

Ante la acción de solicitaciones sísmicas, se recomienda que, en el diseño del sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas de acero, las losas continuas iguales o mayores a 25cm de espesor se debe colocar refuerzo negativo.

Para optimizar más el tiempo de ejecución, se recomienda en el proceso de tarrajeo en el cielorraso de la losa aligerada para el sistema de viguetas prefabricadas de acero, aplicar una pasta de pegamento cerámico como puente de adherencia entre el casetón ranurado y el mortero. Además, es importante mencionar que las edificaciones con el sistema de entrepisos de viguetas prefabricadas son más ecológicas debido a que no usan ladrillos de arcilla y poseen menor requerimiento de madera, alambres y clavos.

REFERENCIAS

Arias, F. (2012). *El Proyecto de Investigación*. Caracas, Venezuela: Episteme – Sexta Edición.

Ávila, J. (2016). *Análisis de costos de los sistemas de entresijos más utilizados en Colombia* (Trabajo de grado), Universidad de Cartagena, Cartagena, Colombia.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Perú: Diario El Peruano.

Norma Técnica de Edificación E-020 (2006). *Cargas*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda.

Norma Técnica de Edificación E-030 (2016). *Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Ministerio de Vivienda.

Paye, A., Peña, J., & Franco, J. (2014). Propuesta para la utilización de losas de entresijos prefabricados y su evaluación costo-tiempo. *Sinergia e Innovación*, 2(2), 1-29.
Recuperado de <http://revistas.upc.edu.pe/index.php/sinergia/article/view/376>

Ramos, M. (2002). *Análisis técnico y económico de losas de entrepiso* (Tesis de Pregrado), Universidad de Piura, Piura, Perú.

Ureña, M. (2012). *Herramienta para análisis de ingeniería de valor para sistemas de entrepisos y muros* (Proyecto de graduación de Pregrado), Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.

ANEXOS

ANEXO 01

Cargas últimas para viguetas “Vigacero”

Tabla 37: Carga última para losas simplemente apoyadas de viguetas vigacero espaciadas cada 84 cm

TABLA 1 : CARGA ÚLTIMA PARA LOSAS SIMPLEMENTE APOYADAS DE VIGUETAS VIGACERO ESPACIADAS CADA 84 cm (Medidas nominales)

ACERO GALVANIZADO ESPESOR 1.50 mm
DISTANCIA ENTRE EJES DE VIGUETAS ES 0.84 m y CASETON DE 0.75 m
Sobrecarga kg/m²

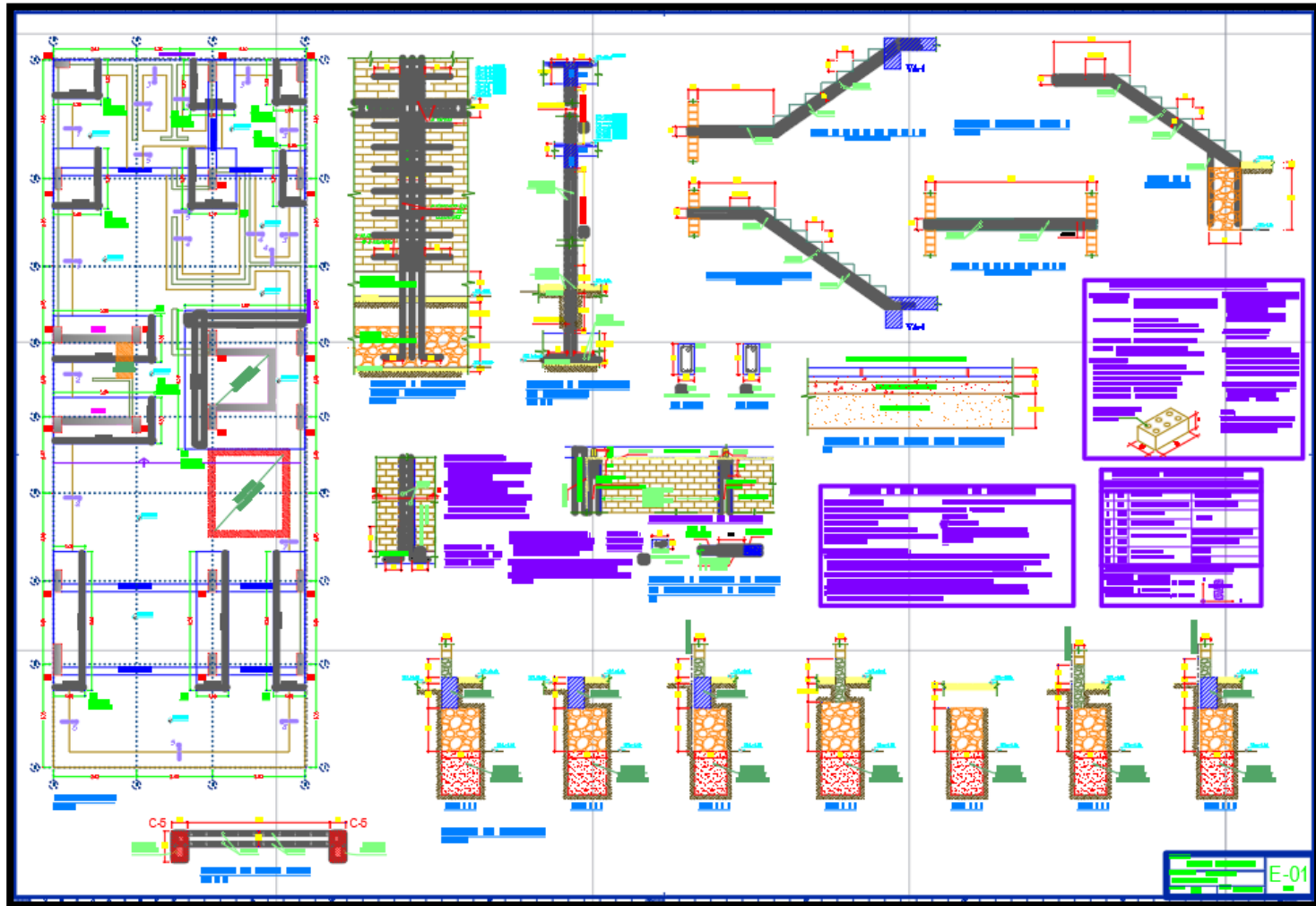
Luz (m)	100	200	300	400	500	600	700	800
	e = 4 cm			e = 5 cm				
2.0								
2.2								
2.4								
2.6	LOSA DE H = 13 cm				LOSA DE H = 14 cm			
2.8	LOSA DE H = 13 cm				LOSA DE H = 14 cm			
3.0								
3.2								
3.4								
3.6					H = 17 cm			
3.8								
4.0								
4.2					LOSA DE H = 20 cm	LOSA DE H = 25 cm (*)		
4.4		LOSA DE H = 16 cm			LOSA DE H = 20 cm	LOSA DE H = 25 cm (*)		
4.6		LOSA DE H = 16 cm				LOSA DE H = 25 cm (*)		
4.8			H = 19cm			LOSA DE 30 cm (*)		
5.0								
5.2								
5.4								
5.6								
5.8								
6.0								
6.2								
6.4								
6.6								
6.8								
7.0	HASTA LUCES LIBRES DE 8 m CON EL DISEÑO DEL PROYECTISTA							
7.2								
7.4								
7.6								
7.6								
7.8								
8.0								

Fuente: Municipalidad de Surquillo.

ANEXO 2:

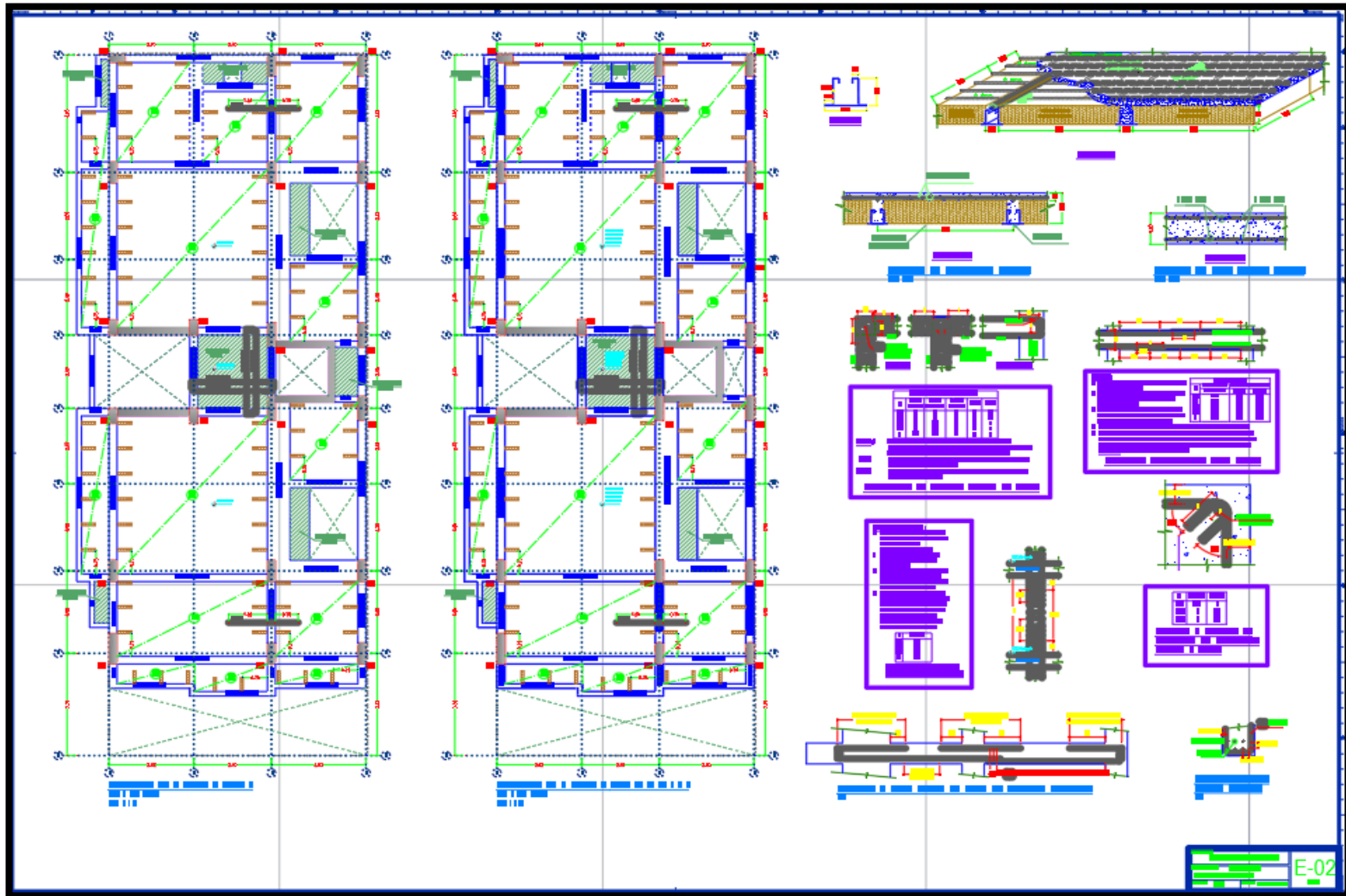
Planos

Figura 52: Plano de Cimentación y Detalles



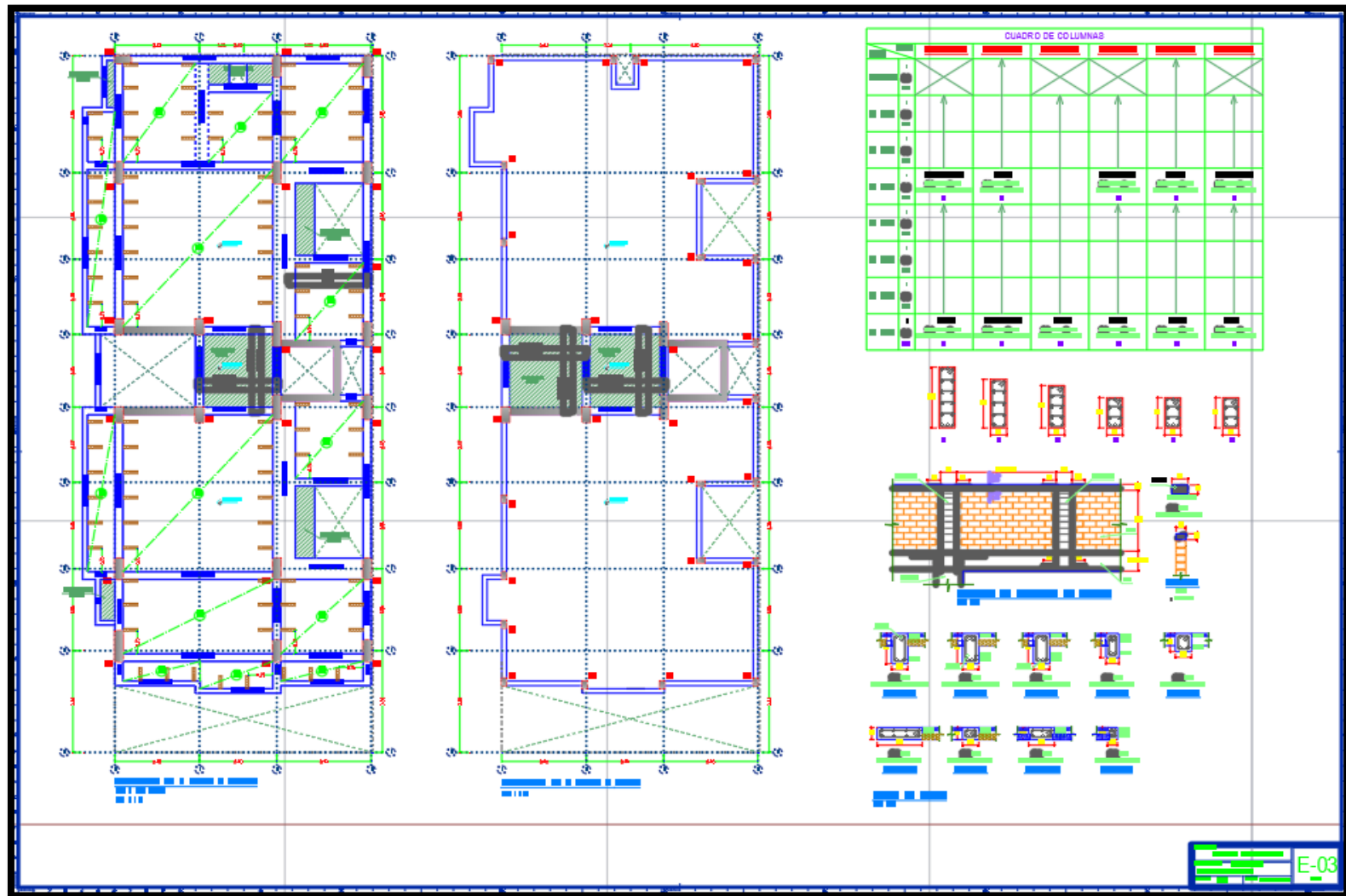
Fuente: Municipalidad de Surquillo.

Figura 53: Plano de Encofrados Nivel 1,2,3,4,5 y 6.



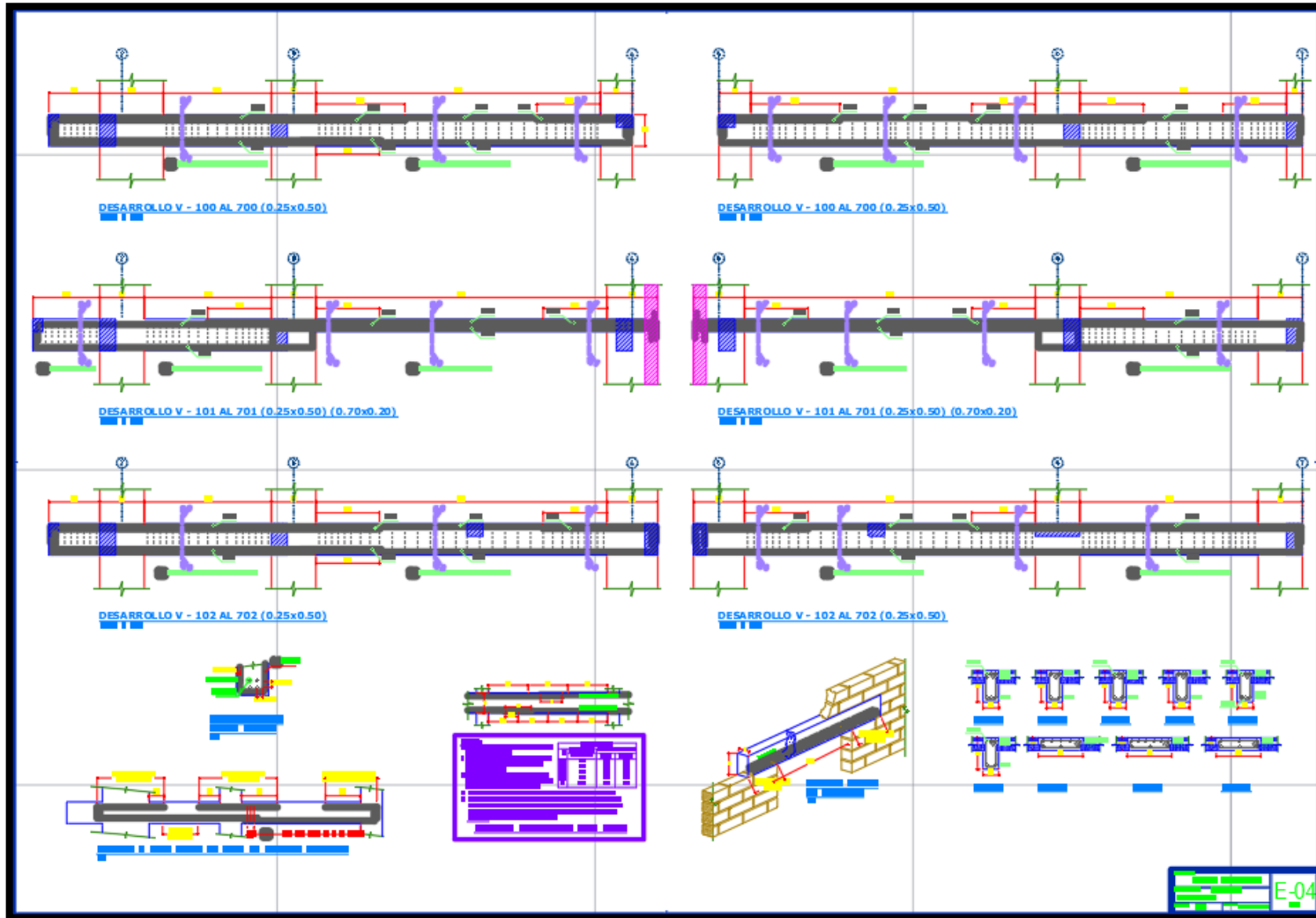
Fuente: Municipalidad de Surquillo.

Figura 54: Plano de Encofrados Azotea y techo.



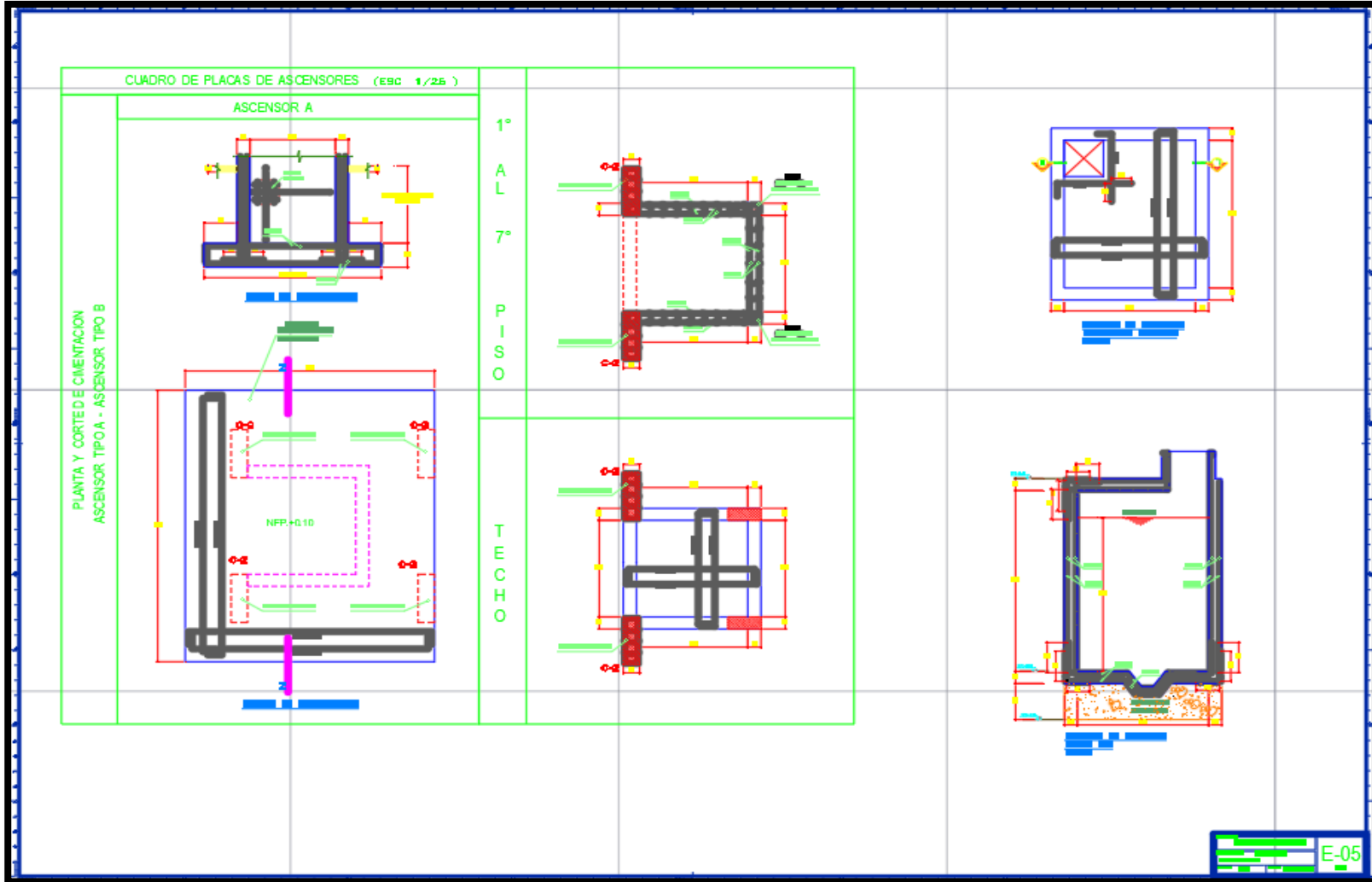
Fuente: Municipalidad de Surquillo.

Figura 55: Plano de desarrollo de Vigas



Fuente: Municipalidad de Surquillo.

Figura 56: Plano de ascensor y cisterna.



Fuente: Municipalidad de Surquillo.