



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Diseño estructural sismorresistente de un proyecto hotelero turístico
Tocache, distrito de Eten – provincia de Chiclayo – departamento de
Lambayeque – 2023

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniera Civil

AUTORA:

Campos Alarcon, Dayana Fiorelly (orcid.org/0000-0003-0115-5111)

ASESORES:

Dr. Llatas Villanueva, Fernando Demetrio (orcid.org/0000-0001-5718-948X)

Mg. Piedra Tineo, Jose Luis (orcid.org/0000-0002-2727-9692)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LÍNEA DE RESPONSABILIDAD SOCIAL UNIVERSITARIA:

Desarrollo sostenible y adaptación del cambio climático

CHICLAYO – PERÚ

2023

DEDICATORIA

A mi amada familia,

Este pequeño mensaje es para expresar mi más profundo agradecimiento y amor hacia cada uno de ustedes. Son el pilar fundamental en mi vida y su apoyo incondicional ha sido el impulso que me ha llevado a alcanzar mis metas y superar mis desafíos.

Dayana Campos

AGRADECIMIENTO

Gracias, Dios, por cada bendición que has derramado sobre mí. Agradezco por la salud que me has otorgado, por las oportunidades que me has brindado y por la protección que has extendido sobre mí y mis seres queridos.

Tu guía constante me ha mostrado el camino correcto y me ha dado fuerzas para superar los desafíos que se presentan en mi camino. Agradezco por tu amor incondicional, que me ha acompañado en cada paso de mi vida.

Dayana Campos

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	iv
ÍNDICE DE TABLAS	v
ÍNDICE DE GRÁFICOS Y FIGURAS	vi
RESUMEN	vii
ABSTRACT	viii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO	4
III. METODOLOGÍA.....	12
3.1. Tipo y diseño de investigación	12
3.2. Variables y operacionalización.....	12
3.3. Población, muestra, muestreo, unidad de análisis	14
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	15
3.5. Procedimientos	15
3.6. Método de análisis de datos.....	16
3.7. Aspectos éticos	16
IV. RESULTADOS.....	17
V. DISCUSIÓN	27
VI. CONCLUSIONES	30
VII. RECOMENDACIONES.....	31
REFERENCIAS.....	32
ANEXOS	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Peso de la edificación	22
Tabla 2. Participación modal.....	22
Tabla 3. Desplazamientos laterales	23
Tabla 4. Desplazamientos Laterales: Dirección Y-Y	23
Tabla 5. Revisión de la fuerza cortante mínima Dirección X.....	24
Tabla 6. Revisión de la fuerza cortante mínima Dirección Y.....	24

ÍNDICE DE GRÁFICOS Y FIGURAS

<i>Figura 1.</i>	Estructuración del 1° piso.	17
<i>Figura 2.</i>	Estructuración del 2° y 3° piso.	17
<i>Figura 3.</i>	Estructuración del 4° piso.	18
<i>Figura 4.</i>	Estructuración del 5° piso.	18
<i>Figura 5.</i>	Elementos Estructurales Vigas V-01 (0.30x0.50) m.....	19
<i>Figura 6.</i>	Elementos Estructurales Vigas V-02 (0.30X0.40) m.	19
<i>Figura 7.</i>	Elementos Estructurales Vigas V-03 (0.25x0.30) m.....	20
<i>Figura 8.</i>	Elementos Estructurales Columnas C-01 (0.30x0.30) m.	20
<i>Figura 9.</i>	Elementos Estructurales Muros placas (e=25 cm).....	21
<i>Figura 10.</i>	Elementos Estructurales Losa Aligerado (e=20 cm).	21
<i>Figura 11.</i>	Diagrama de momentos flectores: Estructura en 3D.	25
<i>Figura 12.</i>	Diagrama de fuerzas cortantes: Estructura en 3D.	26

RESUMEN

El diseño estructural sismorresistente del proyecto hotelero turístico en Eten radica en el riesgo de posibles fallas estructurales ante eventos sísmicos. En la región de Lambayeque, se enfrenta a altos niveles de riesgo sísmico debido a su ubicación geográfica. Además, se observa la persistencia en el uso de herramientas tradicionales en el diseño, como el AutoCAD 2D, que pueden llevar a incompatibilidades y dificultades para identificar errores en el diseño. Esto aumenta la posibilidad de que la infraestructura del hotel no cumpla con los estándares sismorresistentes adecuados, lo que pone en peligro la seguridad de los ocupantes y puede resultar en fallas estructurales, reducción de la vida útil de la edificación y, en el peor de los casos, pérdida de vidas humanas. Es crucial abordar esta problemática implementando enfoques más integrales y utilizando herramientas tecnológicas actualizadas para garantizar la seguridad y resistencia sísmica del proyecto hotelero en Eten. Se formuló la siguiente problemática, Cómo diseñar una estructura sismorresistente para un proyecto hotelero turístico Tocache, distrito de Eten, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque en el año 2023, considerando las características sísmicas de la región y garantizando la seguridad de los ocupantes ante posibles eventos sísmicos, dándose una experimentación aplicada, experimental.

Palabras clave: Estructura, sismorresistente, proyecto hotelero, turístico

ABSTRACT

The earthquake-resistant structural design of the tourist hotel project in Eten lies in the risk of possible structural failures in the event of seismic events. In the Lambayeque region, it faces high levels of seismic risk due to its geographical location. In addition, the persistence in the use of traditional tools in design, such as AutoCAD 2D, is observed, which can lead to incompatibilities and difficulties in identifying errors in the design. This increases the possibility that the hotel infrastructure will not meet adequate earthquake-resistant standards, which jeopardizes the safety of occupants and can result in structural failure, reduced building lifespan, and, in the worst case scenario, cases, loss of human life. It is crucial to address this problem by implementing more comprehensive approaches and using updated technological tools to guarantee the safety and seismic resistance of the hotel project in Eten. The following problem was formulated: How to design an earthquake-resistant structure for a Tocache tourist hotel project, Eten district, Chiclayo province, Lambayeque department in the year 2023, considering the seismic characteristics of the region and guaranteeing the safety of the occupants against possible seismic events, giving applied, experimental experimentation.

Keywords: structure, earthquake-resistant, hotel project, tourism

I. INTRODUCCIÓN

Esta tesis se enfrenta al desafío de diseñar una estructura sismorresistente para un proyecto hotelero turístico Tocache en el distrito de Eten, en la provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, en el año 2023. El problema radica en la necesidad de garantizar la seguridad de los ocupantes del hotel ante la amenaza de terremotos frecuentes en la zona.

A nivel internacional aborda Razo y García, (2020) que las secuelas devastadoras de los sismos en Guadalajara y a nivel mundial han dejado a su paso daños económicos y humanos significativos. Estos eventos han aumentado la necesidad de investigaciones en el campo del diseño estructural. En este sentido, los investigadores han reconocido la importancia de obtener datos precisos sobre las propiedades y condiciones estructurales de los edificios afectados. El uso de software especializado se ha vuelto fundamental para recopilar la información necesaria y así iniciar un modelo analítico que permita comprender y mejorar la resistencia sísmica de las estructuras.

Como menciona Andrade y Carranza, (2020) en la ciudad de Ecuador un problema relevante en el diseño estructural sismorresistente es la falta de consideración adecuada de las características sísmicas específicas de una ubicación geográfica determinada. Muchos proyectos de construcción no tienen en cuenta los parámetros sísmicos locales, como la amenaza sísmica regional, las características del suelo y las normativas de construcción sísmica vigentes. Esto puede llevar a estructuras inadecuadamente diseñadas que son vulnerables a estos eventos poniendo en riesgo la seguridad de los ocupantes y resultando en daños significativos. Es fundamental abordar este problema mediante un enfoque riguroso que considere las condiciones sísmicas locales y las mejores prácticas en diseño sismorresistente, a fin de garantizar la construcción de estructuras seguras y resilientes ante eventos sísmicos.

A nivel nacional, se presenta una problemática significativa en el diseño estructural sismorresistente debido a la ubicación geográfica de Perú dentro de la impere de la ola de sismos, como indica el Instituto Geofísico del Perú.

Según informes actualizados sobre desastres naturales, como sismos, tsunamis y exposición, se ha identificado que los suelos costeros de la capital peruana pueden experimentar niveles de aceleración sísmica superiores a 500 cm/s^2 . Esta cifra resulta preocupante al compararla con el terremoto ocurrido en 2007 en la ciudad de Ica, el cual registró niveles de sacudimiento del suelo del orden de 400 cm/s^2 . Esta problemática resalta la necesidad imperante de implementar un diseño estructural sismorresistente adecuado y riguroso en la construcción de edificaciones en el país, con la importancia de cuidar vidas y radicar esos eventos perjudiciales con buenas construcciones.

A nivel local la problemática principal en el diseño estructural sismorresistente del proyecto hotelero turístico en Eten radica en el riesgo de posibles fallas estructurales ante eventos sísmicos. En la región de Lambayeque, se enfrenta a altos niveles de riesgo sísmico debido a su ubicación geográfica. Además, se observa la persistencia en el uso de herramientas tradicionales en el diseño, como el AutoCAD 2D, que pueden llevar a incompatibilidades y dificultades para identificar errores en el diseño. Esto aumenta la posibilidad de que la infraestructura del hotel no cumpla con los estándares sismorresistentes adecuados, lo que pone en peligro la seguridad de los ocupantes y puede resultar en fallas estructurales, reducción de la vida útil de la edificación y, en el peor de los casos, pérdida de vidas humanas. Es crucial abordar esta problemática implementando enfoques más integrales y utilizando herramientas tecnológicas actualizadas para garantizar la seguridad y resistencia sísmica del proyecto hotelero en Eten.

Entonces, se formula la siguiente problemática ¿Cómo diseñar una estructura sismorresistente para un proyecto hotelero turístico Tocache, distrito de Eten, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque en el año 2023, considerando las características sísmicas de la región y garantizando la seguridad de los ocupantes ante posibles eventos sísmicos? de esta forma específica se propone lo siguiente ¿Cuáles son los requisitos y estándares de resistencia sísmica y seguridad que se deben considerar al diseñar la estructura del proyecto hotelero en ETABS? ¿Cómo se puede evaluar la respuesta estructural del proyecto hotelero en ETABS ante eventos sísmicos y verificar si los desplazamientos, fuerzas y

deformaciones se encuentran dentro de los límites aceptables establecidos?
¿Cómo se pueden utilizar las capacidades avanzadas de ETABS para optimizar el diseño estructural del proyecto hotelero y mejorar su resistencia sísmica, logrando al mismo tiempo una estructura eficiente?

El objetivo general desarrollar un diseño estructural sismorresistente para el proyecto hotelero turístico ubicado en el distrito de Eten, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, en el año 2023.

En los objetivos específicos realizar la estructuración y predimensionamiento de un proyecto hotelero turístico; realizar el modelado estructural aplicando software Etabs; verificar las irregularidades y el cumplimiento de los parámetros establecidos en la norma E030; realizar el diseño estructural del proyecto hotelero turístico Tocache.

Por otro lado, se tiene a la justificación teórica de esta tesis se basa en la necesidad de aplicar los conocimientos existentes en el campo del diseño sismorresistente para garantizar la seguridad de la estructura del proyecto hotelero en Eten. La justificación práctica de esta tesis se centra en la importancia de contar con un diseño estructural sismorresistente en una región sísmicamente activa como Lambayeque, con el objetivo de proteger la vida de los ocupantes y reducir los daños en caso de un terremoto. En la justificación metodológica se basa en el uso del software ETABS como herramienta principal en el diseño estructural sismorresistente, aprovechando sus capacidades avanzadas para el análisis, diseño y verificación de estructuras frente a cargas sísmicas. En su hipótesis, durante el desarrollo del trabajo de investigación se buscará dar validez a la siguiente hipótesis: El diseño estructural sismorresistente implementado en el proyecto hotelero turístico Tocache, distrito de Eten, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, en el año 2023, utilizando el software ETABS, permitirá desarrollar una estructura segura y resistente ante eventos sísmicos, reduciendo el riesgo de fallas estructurales y minimizando los daños materiales en caso de un terremoto.

II. MARCO TEÓRICO

A nivel internacional, según Quinatoa, (2022) se lleva a cabo una revisión bibliográfica sobre la evolución histórica de las normativas de diseño sismo resistente en América Latina. La investigación se centra en los principales eventos ocurridos en Colombia, Ecuador, Perú y Chile, con el objetivo de entender los cambios experimentados por los códigos de diseño desde su creación hasta la actualidad. Este estudio utiliza una metodología de tipo explicativo-comparativo, con el objetivo de investigar qué acontecimientos impulsaron las modificaciones en los códigos de diseño sísmico. Además, se realiza una matriz de comparación que identifica las consideraciones más relevantes presentes en los códigos de diseño sismo resistente de los países estudiados. En los resultados obtenidos, se establece el factor de importancia "I" basado en el impacto en la sociedad. Se asigna un valor de 1.5 a las estructuras esenciales, 1.25 a los edificios destinados a reuniones con más de 300 personas (como iglesias, aulas, teatros, etc.) y 1.0 a todas las demás construcciones. Por otro lado, el coeficiente "K" relaciona el tipo de construcción con su resistencia a los sismos, asignando valores bajos a las estructuras que han respondido adecuadamente a eventos sísmicos y valores altos a aquellas que han mostrado un comportamiento deficiente frente al movimiento dinámico del suelo.

Según Andrade y Carranza, (2020) el proyecto consiste en el desarrollo de un complejo residencial en Punta Carnero - Salinas, con dos estructuras de 7 y 4 pisos respectivamente. El plan es la implementación de 3 soportes de concreto robustos a fuerzas torsionales, asentados sobre terreno con posible licuabilidad. El enfoque de la metodología empleada es descriptivo y se desarrolló un estudio que implicó una serie de investigaciones geotécnicas divididas en tres fases. Los hallazgos indican que Geocimientos S.A., el cliente, proporcionó el diseño arquitectónico para el edificio de siete pisos, situado en un lote de 792 m². Los primeros seis pisos serán ocupados por apartamentos, y el piso superior se reservará para espacios comunitarios. Adicionalmente, hay una estructura contigua de 4 pisos, que alberga viviendas en los primeros tres niveles y un espacio comunitario en el cuarto nivel.

Por otro lado tenemos a Espín, (2020) El objetivo principal es sugerir una

metodología más económica para la estructura del pórtico del edificio D5, ubicado en el complejo Pedregal de Churoloma. La metodología adoptada es cuantitativa y se centra en la utilización de mampostería confinada con losas nervadas de hormigón armado en dos direcciones, apoyada por una cimentación de losa. Como resultado de este enfoque meticuloso, se demostró que el sistema de mampostería confinada es más económico que la estructura del pórtico tradicional. En conclusión, el estudio realizado proporciona una valiosa alternativa para la construcción de estructuras de edificios que no solo cumple con las normas de construcción, sino que también resulta en una reducción significativa de costos, comprobando así que el sistema de mampostería confinada es una opción viable y rentable.

Vasquez, (2023) este estudio buscó planificar y evaluar la resistencia estructural de un edificio de cinco pisos en Isidro Ayora, utilizando técnicas de ingeniería y el software ETABS 20.3.0. Se diseñó la estructura para resistir terremotos conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, y se pre- dimensionaron los componentes estructurales. En la metodología es cuantitativa. En sus resultados tras las verificaciones realizadas, se determinó que el diseño estructural era óptimo. En la verificación de sismo dinámico, se encontró una condición no cumplida, por lo que se realizó un proceso de corrección para escalar el sismo dinámico. Se concluyó que el diseño estructural cumplía con todas las condiciones establecidas por la normativa. El uso del programa de análisis estructural ETABS 20.3.0 permitió modelar y verificar la edificación de manera eficiente.

A nivel nacional considera Mendez y Diaz (2019) Este trabajo tiene la finalidad de examinar los principios y métodos para la creación de una estructura sismorresistente de un inmueble de cuatro pisos hecho de concreto armado, localizado en el distrito de San Juan de Lurigancho, en la provincia de Lima. Esta indagación se basa en un enfoque práctico, con el fin de abordar de forma directa un problema identificado. El objeto de estudio está definido por el edificio en sí, que será estudiado de forma exhaustiva. En los descubrimientos logrados, se planificó una losa aligerada con un grosor de 20 cm en dirección a la luz más pequeña (x-x) del paño menos favorable. Para conseguirlo, se emplearon vigas en forma de "T" como elemento de fortalecimiento, encima de las cuales se dispuso una losa de

temperatura de 5 cm de grosor. Esto permitió resistir las tensiones generadas por la contracción y expansión debidas a las variaciones de temperatura en el concreto. En conclusión, el diseño estructural llevado a cabo mediante el análisis estático y dinámico asegura un resultado superior al obtener secciones idóneas y controlar la capacidad de resistir las tensiones necesarias.

De acuerdo con Condori (2022) El propósito del trabajo es efectuar el análisis y planificación de un edificio sismorresistente de concreto armado de cuatro niveles y un sótano, destinado a residencias familiares múltiples. Se utilizó el programa informático ETABS para examinar la superestructura, y SAFE para las cimentaciones. Las regulaciones técnicas de construcciones E.030 y E.060 se emplearon para la planificación sismorresistente y el diseño de concreto armado respectivamente. Los cálculos y las razones se fundamentaron en estas normas. Los hallazgos obtenidos se sustentan con cálculos y argumentos, siguiendo las normas técnicas de construcciones antes mencionadas. Se crearon los planos de las estructuras del edificio usando el software Revit, que se incluyen en el anexo. En conclusión, el edificio muestra un comportamiento estructural apropiado y cumple con las demandas de las normas técnicas de construcciones. Se espera que el inmueble demuestre una conducta dúctil, lo que le permitirá soportar movimientos sísmicos sin fragilidad o colapso.

Como señala Ríos (2022) se realizó un estudio con el objetivo de identificar los requerimientos estructurales necesarios para asegurar la resistencia sísmica de un edificio de acero de cuatro pisos ubicado en el distrito de Callería, Ucayali. Se aplicó una metodología descriptiva y experimental utilizando el software Robot Structural Analysis Professional 2022 para emular la resistencia a los terremotos del inmueble, basándose en un diseño existente del 2020 por el ingeniero civil José Manuel Oyarce Rengifo. Entre los aspectos evaluados estuvieron el suelo de cimentación, el tipo de acero usado en la superestructura y las desviaciones de los pisos intermedios. Los resultados obtenidos demostraron que las desviaciones estuvieron dentro del límite definido por la Norma Técnica Peruana NTP E.030, confirmando que el diseño cumple con los estándares de resistencia a sismos. Por ende, se determinó que, según la simulación efectuada, el diseño del edificio es resistente a terremotos.

Iparraguire (2021) el objetivo de esta tesis fue realizar el análisis y diseño estructural de un edificio residencial de 7 pisos y una azotea en el distrito de Miraflores, asegurándose de que cumpliera con las normativas del reglamento nacional de edificaciones (E.020, E.030, E.050 y E.060). La metodología incluyó un estudio cuantitativo y la creación de un modelo pseudotridimensional en el software ETABS, utilizando diafragmas rígidos. Los resultados indicaron que el edificio tiene una estructura regular de tipo muros y las derivas obtenidas (0.50% en XX y 0.07% en YY) fueron menores al límite máximo permitido por la norma E.030 (0.70%). En conclusión, el edificio diseñado cumplió con las normativas del reglamento nacional de edificaciones, presentando un sistema estructural regular con muros y derivas dentro de los límites permitidos.

En las teorías relacionadas al tema se tiene al diseño estructural sismorresistente de un proyecto hotelero lo cual refiere que es la aplicación de principios y técnicas de ingeniería para diseñar una estructura capaz de resistir y soportar las fuerzas generadas por los terremotos (Izaddoost et al. 2023). El diseño estructural sismorresistente es garantizar la seguridad de las personas que ocupan el hotel y proteger la integridad de la estructura durante un evento sísmico. Para lograr esto, se deben considerar varios aspectos, como la selección de materiales adecuados, el análisis de las cargas sísmicas y la implementación de sistemas de disipación de energía.(Rautela et al. 2020)

El diseño estructural sismorresistente implica la evaluación de la ubicación del hotel y las características sísmicas de la región en la que se encuentra. Se realizan estudios geotécnicos para determinar la capacidad del suelo y su comportamiento frente a un terremoto. Con base en esta información, se desarrolla un diseño que cumpla con los códigos y normas de construcción establecidos para la zona.(Hoover et al. 2023)

En el diseño se consideran elementos como muros de corte, sistemas de refuerzo estructural, conexiones adecuadas, aisladores sísmicos, amortiguadores y sistemas de absorción de energía. Estas medidas ayudan a distribuir las fuerzas generadas por un terremoto de manera segura y a reducir el riesgo de daños graves o colapso estructural. (Izaddoost et al. 2023) Además, se deben tener en cuenta

otros aspectos relacionados con la funcionalidad del hotel, como la distribución de los espacios, la ubicación de las salidas de emergencia, la resistencia al fuego y la protección de servicios esenciales, como el suministro de agua y la energía eléctrica.(Vizconde y Boyer 2022)

Es decir, el diseño estructural sismorresistente de un proyecto hotelero implica la implementación de medidas y técnicas de ingeniería para garantizar la seguridad de los ocupantes y la integridad de la estructura frente a los efectos de un terremoto.(Fontana et al. 2020)

Muros de corte

Son elementos verticales de la estructura que se diseñan para resistir las fuerzas horizontales generadas por un terremoto.(Alqahtany y Jamil 2022) Estos muros están diseñados para ser rígidos y proporcionar resistencia a la flexión y la torsión. Se ubican estratégicamente en el edificio para brindar estabilidad y reducir la deformación durante un evento sísmico.(Vera y Contreras 2021)

Sistemas de refuerzo estructural

Se refieren a técnicas utilizadas para fortalecer la estructura existente y mejorar su capacidad de resistir las fuerzas sísmicas. Estas técnicas pueden incluir la adición de elementos estructurales, como vigas y columnas adicionales, así como el refuerzo de las secciones existentes mediante el uso de materiales como el acero de refuerzo o las fibras de carbono (Antancuri y Jaramillo 2023)

Conexiones adecuadas

Son uniones o empalmes entre elementos estructurales, como vigas y columnas, que se diseñan para proporcionar resistencia y estabilidad durante un terremoto. Las conexiones adecuadas deben ser capaces de transferir las cargas sísmicas entre los diferentes componentes de la estructura de manera eficiente y segura.(Arévalo 2021)

Aisladores sísmicos

Son dispositivos colocados entre la base de la estructura y los cimientos para reducir la transmisión de las fuerzas sísmicas a la superestructura. Estos dispositivos están diseñados para absorber y disipar la energía generada por un terremoto, permitiendo que la estructura se mueva de manera controlada y disminuyendo así los daños.(Moretic et al. 2022)

Amortiguadores

Son dispositivos utilizados para reducir la respuesta sísmica de la estructura mediante la disipación de energía. Los amortiguadores pueden ser de diferentes tipos, como amortiguadores de masa viscosa, amortiguadores de fricción o amortiguadores de fluido. Estos dispositivos se instalan estratégicamente en la estructura para reducir la aceleración y la deformación provocada por un terremoto (Contardo et al. 2023)

Sistemas de absorción de energía

Son elementos o técnicas que se emplean para disipar y absorber la energía sísmica, reduciendo así la respuesta de la estructura ante las fuerzas generadas por un terremoto. Estos sistemas pueden incluir dispositivos como los disipadores de energía, los sistemas de aislamiento de base o los sistemas de absorción de energía mediante materiales especiales.(Joshi et al. 2020)

Diseño estructural

Desarrollo del diseño estructural sismorresistente del proyecto hotelero, considerando los estándares y códigos de construcción aplicables. Esto implicaría la selección de los sistemas estructurales adecuados, el dimensionamiento de los elementos estructurales, el análisis de las cargas sísmicas y la verificación de la capacidad resistente de la estructura.(Cuenca et al. 2020)

Análisis dinámico

Realización de análisis dinámicos para evaluar la respuesta estructural del proyecto

hotelero ante eventos sísmicos. Esto podría incluir el estudio de las aceleraciones sísmicas esperadas en la zona de Tocache, la modelización de la estructura en software de análisis estructural (como ETABS), y la evaluación de los desplazamientos, fuerzas y deformaciones generadas por el sismo.(Mühlhofer et al. 2023)

Optimización estructural

Aplicación de técnicas de optimización estructural para mejorar la resistencia sísmica y eficiencia estructural del proyecto hotelero. Esto podría involucrar el uso de algoritmos y herramientas de optimización para encontrar la configuración estructural óptima en términos de resistencia sísmica y uso eficiente de materiales.(Wang et al. 2023)

Evaluación de la seguridad estructural

Verificación de que la estructura del proyecto hotelero cumple con los estándares de seguridad establecidos. Esto implica la evaluación de la capacidad de resistencia de la estructura ante diferentes escenarios sísmicos, así como la verificación de las condiciones de estabilidad y seguridad de la misma.(Fang et al. 2023)

ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems) es un software de análisis y diseño estructural ampliamente utilizado en la ingeniería civil y la arquitectura. Fue desarrollado por Computers and Structures, Inc. (CSI) y ofrece capacidades avanzadas para el análisis y diseño de edificios y estructuras.(Navarrete y Zegras 2023). El modelado estructural ETABS permite crear modelos estructurales tridimensionales de manera eficiente y precisa. Permite definir la geometría, materiales y propiedades de los elementos estructurales como vigas, columnas, losas, muros, entre otros.(Dang et al. 2023)

El software ofrece varias opciones de análisis estructural, incluyendo análisis estático y dinámico. Puede realizar análisis lineal y no lineal, considerando diferentes tipos de cargas como cargas gravitatorias, sísmicas y de viento.(Screpanti et al. 2022)

Análisis sísmico, ETABS es ampliamente utilizado para realizar análisis sísmico de estructuras. Permite considerar diferentes métodos de análisis sísmico, incluyendo el análisis modal espectral, el análisis temporal y el análisis de respuesta de frecuencia. También incorpora bases de datos de espectros sísmicos y permite ajustar los parámetros sísmicos según las normas y códigos de construcción aplicables.(Rezaie et al. 2023)

Diseño estructural

ETABS proporciona herramientas para el diseño de elementos estructurales de acuerdo con diversos códigos de diseño y normativas. Puede realizar el dimensionamiento de elementos como vigas, columnas, muros, losas, entre otros, considerando las cargas y combinaciones de cargas definidas.(Chen y Lin 2022)

Optimización estructural, el software ofrece capacidades de optimización estructural que permiten encontrar la configuración estructural más eficiente y económica. Puede realizar análisis paramétricos y explorar diferentes opciones de diseño para maximizar la resistencia y minimizar el uso de materiales.(Yousset et al. 2023)

Resultados y visualización

ETABS proporciona resultados detallados del análisis y diseño estructural, incluyendo desplazamientos, fuerzas internas, momentos y deformaciones. También ofrece herramientas de visualización en 3D, permitiendo una comprensión intuitiva de la respuesta estructural.(Cadenilas et al. 2023)

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

Tipo de investigación

La tesis se enmarca en una investigación aplicada, se basará en la aplicación de principios teóricos y técnicas existentes en el campo de la ingeniería sísmica y la arquitectura, adaptándolos a las características específicas del proyecto y la zona de estudio. Se buscará desarrollar soluciones y recomendaciones específicas para garantizar la seguridad y la adecuada resistencia sísmica del proyecto hotelero.

Diseño de investigación

Es un diseño cuasiexperimental, el investigador no tiene control total sobre la asignación de los sujetos a los grupos de estudio, lo cual podría ser el caso en este estudio. En este diseño, se podría recopilar información sobre las características sísmicas de la zona y la estructura del proyecto hotelero.

Enfoque de investigación

El enfoque cuantitativo se caracteriza por recopilar y analizar datos numéricos y objetivos, con el fin de medir variables y establecer relaciones causales entre ellas. En el caso de esta tesis, el diseño estructural sismorresistente del proyecto hotelero se basa en principios de ingeniería que se pueden evaluar y medir de manera cuantitativa.

3.2. Variables y operacionalización

Resistencia sísmica del proyecto hotelero turístico.

Definición conceptual

La resistencia sísmica del proyecto hotelero turístico es la variable dependiente porque es el resultado o la característica que se busca lograr a través del diseño estructural sismorresistente. En otras palabras, es el aspecto que se desea evaluar y mejorar mediante el diseño y la implementación de estrategias

sismorresistentes.(Contardo et al. 2023)

Definición operacional

En la definición operacional se define por las dimensiones predimensionamiento de los elementos estructurales según ETABS, Análisis estructural del edificio, diseño de resistencia de los elementos estructurales de concreto armado.

Indicadores

Losa aligerada (cm²)

Loza maciza (cm²)

Vigas (cm²)

Columnas (c²)

Muros estructurales (cm²)

Cimentación (cm²)

Análisis estático

Análisis dinámico

Desplazamientos

Presiones admisibles del suelo

Diseño por flexión

Diseño por corte

Escala de medición

Esta variable podría medirse en una escala de medición continua, utilizando medidas cuantitativas, como la capacidad de carga máxima de la estructura, la

resistencia a la deformación o la respuesta sísmica en términos de aceleración o desplazamiento.

3.3. Población, muestra, muestreo, unidad de análisis

Población

La investigación tiene como objetivo determinar el diseño de un proyecto hotelero turístico mediante el programa ETABS. La población de estudio consiste en un proyecto hotelero ubicado en el distrito de Eten, con áreas recreativas, estacionamiento, recepción y tres edificios de cinco niveles cada uno.

Criterios de inclusión

Se tendrá como criterio de inclusión a un proyecto que cuente con la información necesaria sobre su diseño estructural sismorresistente, como planos, especificaciones técnicas, cálculos estructurales u otros documentos pertinentes.

Criterios de exclusión

Se excluyen proyectos que no dispongan de la información necesaria sobre su diseño estructural sismorresistente, lo cual impide una evaluación adecuada.

3.3.1. Muestra

La muestra estará establecida por un (01) edificio de 5 niveles, en la cual se extraen los elementos estructurales del hotel turístico ubicado en el distrito de Eten para determinar el óptimo diseño estructural del presente proyecto.

3.3.2. Muestreo

No es necesario realizar un proceso de muestreo. En este caso, la investigación se centrará en el diseño estructural sismorresistente de ese hotel en particular.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnica

Para el presente estudio, se empleará la técnica de observación experimental, la cual implicará el estudio y la división de casos en grupos de control y experimental. Esta técnica permitirá realizar comparaciones entre ambos grupos para evaluar la efectividad del diseño estructural sismorresistente.

Instrumento

En la presente tesis, el instrumento utilizado para el almacenamiento y análisis de datos será el software ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems). Este programa se empleará debido a su capacidad avanzada para el análisis estructural de edificios.

El software ETABS permitirá realizar simulaciones y análisis estructurales detallados del proyecto hotelero turístico en Tocache. A través de esta herramienta, se podrán ingresar los datos relevantes del diseño estructural sismorresistente, como la geometría del edificio, materiales utilizados, conexiones, cargas sísmicas y otras propiedades necesarias para el análisis.

3.5. Procedimientos

La indagación incluyó una labor de campo para recolectar datos acerca de las propiedades del suelo, la calidad de los insumos requeridos para el diseño estructural de la edificación y las cargas que las columnas deben ser capaces de resistir. Esta información se registró, organizó y clasificó en hojas de Microsoft Excel con medidas y métricas específicas. Los datos obtenidos del análisis previo se exportaron a Excel y luego se importaron al software ETABS, que utilizó estos datos para realizar un análisis estructural detallado y el diseño sismorresistente del proyecto hotelero turístico bajo estudio.

Esta metodología permitió integrar la información recolectada en el trabajo de campo con el software ETABS, aprovechando la capacidad del programa para realizar cálculos estructurales complejos y evaluar la respuesta del edificio frente a

cargas sísmicas.

3.6. Método de análisis de datos

El método a emplear será el análisis de resultados de simulación es decir se refiere al proceso de examinar y evaluar los datos generados a través de simulaciones o análisis estructurales computacionales. En el contexto de la tesis se implica estudiar los resultados obtenidos mediante el uso de herramientas como el software ETABS.

3.7. Aspectos éticos

Beneficencia: Se busca promover el bienestar y beneficio de las personas involucradas en la investigación, asegurando que el diseño estructural sismorresistente del proyecto hotelero turístico en Tocache contribuya a comercio turístico y a la seguridad de cada uno de los usuarios.

No maleficencia: Se deben tomar medidas para evitar causar daño o perjuicio a las personas involucradas, asegurando que el diseño sismorresistente propuesto no genere riesgos adicionales o desventajas para los usuarios del hotel.

Autonomía: Se respeta el derecho de los usuarios a tomar laudos informados y ejercer su libertad de elección en relación con el diseño estructural sismorresistente. Se proporciona información clara y completa para que los propietarios y profesionales involucrados tomen decisiones basadas en su conocimiento y preferencias.

Justicia: Se busca garantizar mediante este programa las cargas sísmicas adecuadas para el beneficio de cada persona y abordar la norma adecuada en la investigación. Se consideran las necesidades y particularidades de la comunidad local, se cumple con los estándares y regulaciones aplicables, y se promueve la accesibilidad e inclusión en el diseño del hotel de manera justa y equitativa.

IV. RESULTADOS

Objetivo. N°1. Realizar la estructuración y predimensionamiento de un proyecto hotelero turístico.

Se realiza un predimensionamiento preliminar de los elementos estructurales principales, como columnas, vigas y losas, considerando las cargas y el sistema estructural seleccionado. Utiliza métodos de predimensionamiento basados en las normativas y prácticas de ingeniería aplicables.

Características de la estructura

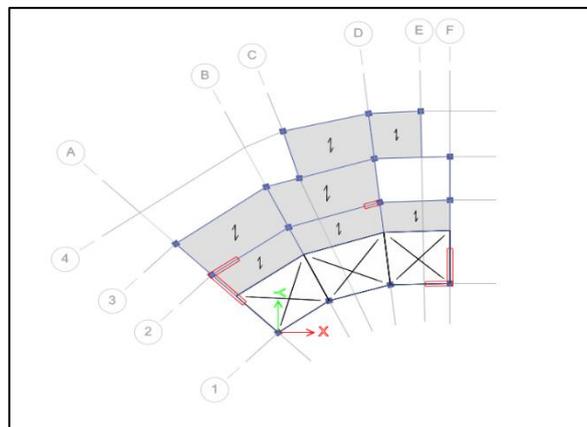


Figura 1. Estructuración del 1º piso.

Fuente: Elaboración propia

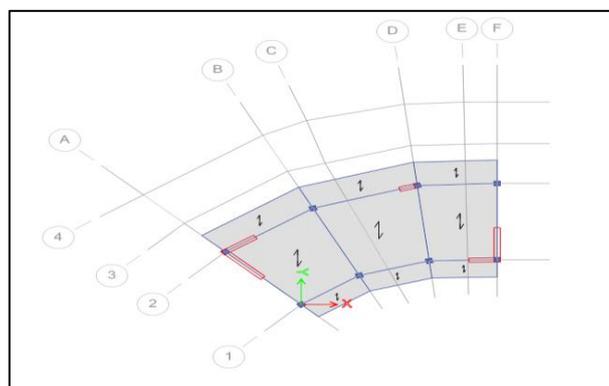


Figura 2. Estructuración del 2º y 3º piso.

Fuente: Elaboración propia

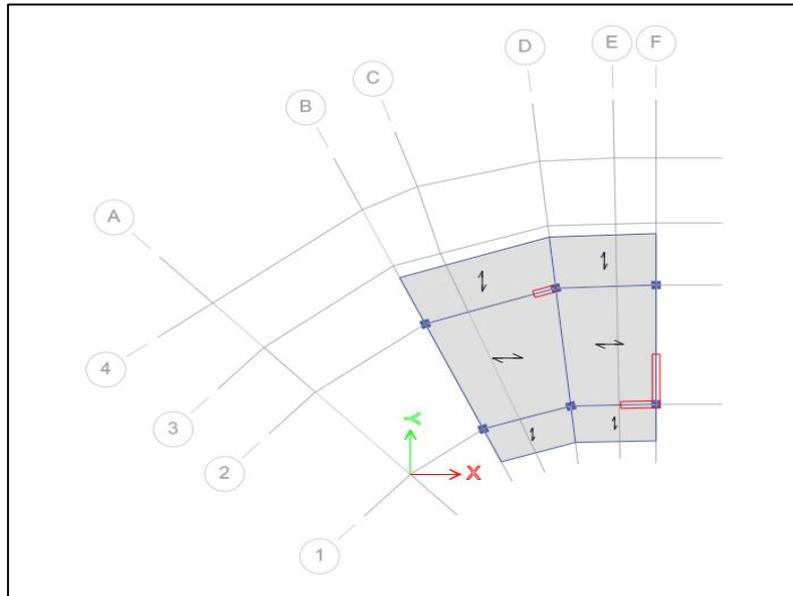


Figura 3. Estructuración del 4° piso.
Fuente: Elaboración propia.

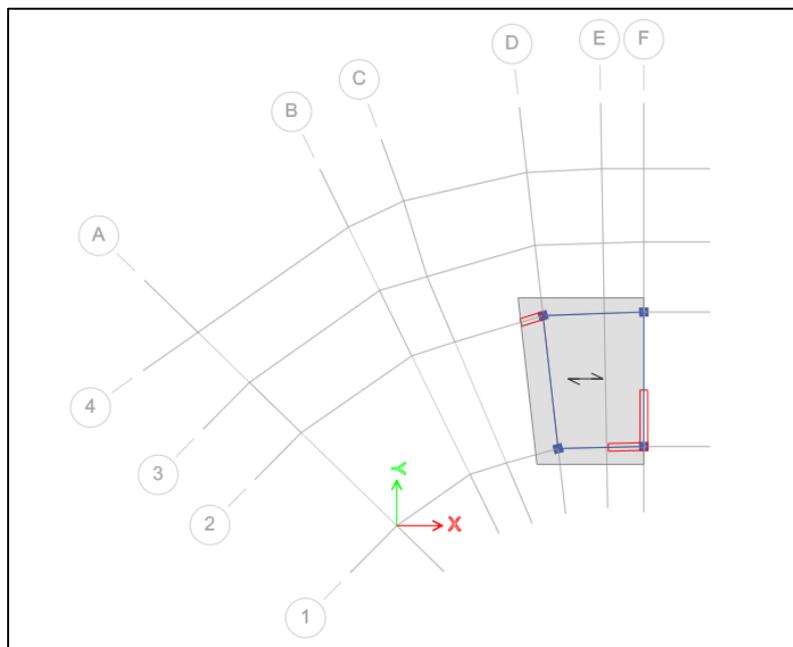


Figura 4. Estructuración del 5° piso.
Fuente: Elaboración propia.

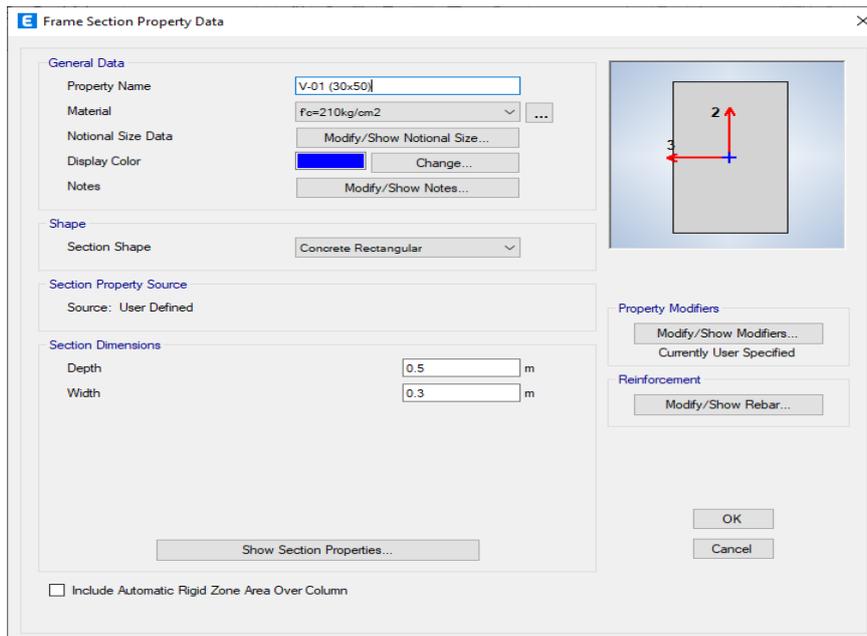


Figura 5. Elementos Estructurales Vigas V-01 (0.30x0.50) m.
Fuente: Elaboración propia.

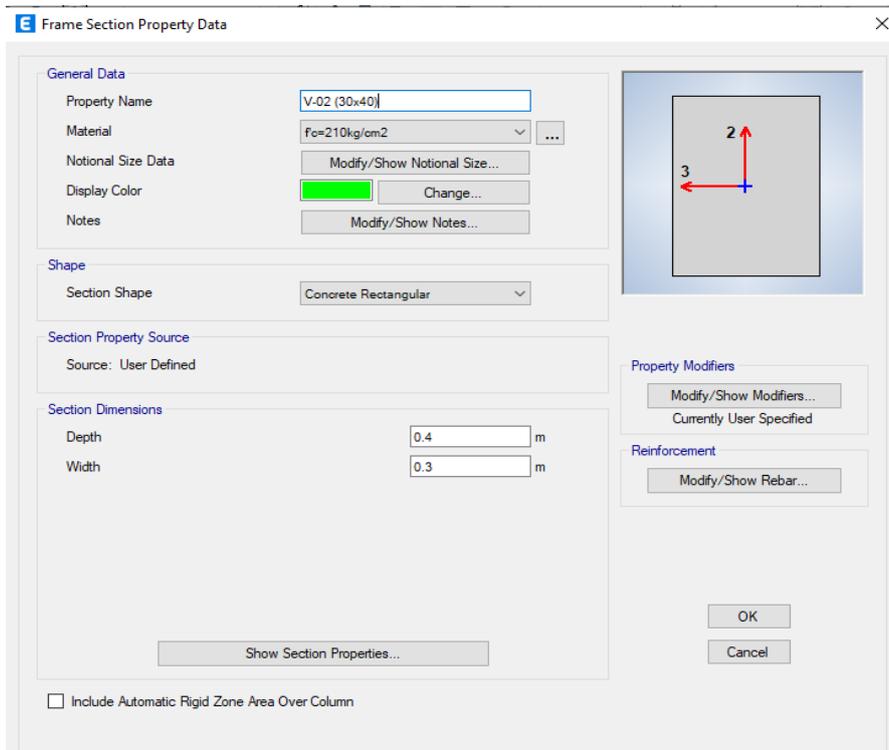


Figura 6. Elementos Estructurales Vigas V-02 (0.30X0.40) m.
Fuente: Elaboración propia

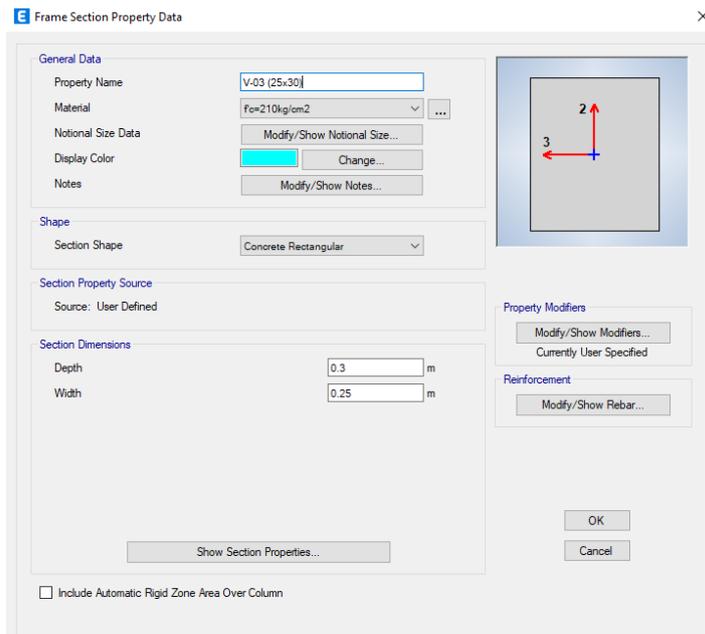


Figura 7. Elementos Estructurales Vigas V-03 (0.25x0.30) m.

Fuente: Elaboración propia.

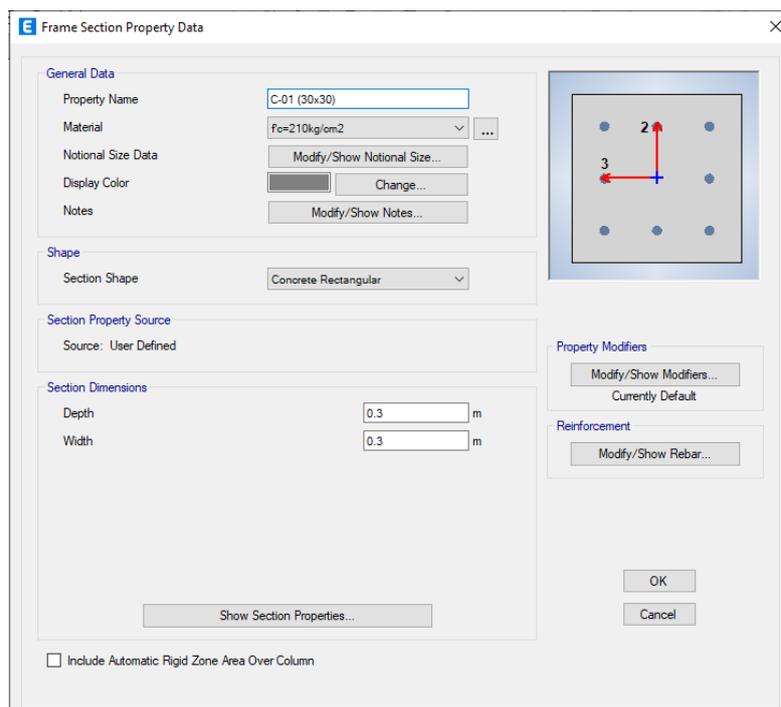


Figura 8. Elementos Estructurales Columnas C-01 (0.30x0.30) m.

Fuente: Elaboración propia.

Wall Property Data

General Data

Property Name: Placa e=25 cm

Property Type: Specified

Wall Material: fc=210kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 0.25 m

Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

*Figura 9.*Elementos Estructurales Muros placas (e=25 cm).
Fuente: Elaboración propia.

Slab Property Data

General Data

Property Name: Losa aligerada

Slab Material: fc=210kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type: Slab

Thickness: 0.001 m

OK Cancel

*Figura 10.*Elementos Estructurales Losa Aligerado (e=20 cm).
Fuente: Elaboración propia.

Objetivo N°2. Realizar el modelado estructural aplicando software Etabs.

Análisis sismorresistente de la estructura

Siguiendo los métodos establecidos y considerando las propiedades de los materiales y las fuerzas que impactan la estructura y afectan su respuesta frente a los movimientos sísmicos, se presenta a continuación el estudio efectuado para lograr estos hallazgos.

Tabla 1. *Peso de la edificación*

Table: Base Reactions

Output	Case Type	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)
Case				
Peso	Combination	0	0	320.6463
Sísmico				
Peso:	189.4558			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 2. *Participación modal*

Table: modal participating mass ratios

Modo	Periodo (seg)	Ux	Uy	Uz
1	0.443	0.3753	0.2112	0
2	0.354	0.2696	0.3635	0
3	0.214	0.0528	0.0064	0
4	0.145	0.0435	0.0917	0
5	0.129	0.0889	0.1238	0
6	0.075	0.005	0.0375	0
7	0.068	0.0437	0.0247	0
8	0.058	0.0628	0.0068	0
9	0.039	0.0095	0.0678	0
10	0.034	0.0082	0.0336	0
11	0.029	0.0087	0.0065	0
12	0.023	0.0138	0.0032	0
13	0.02	0.0076	0.0197	0

14	0.017	0.0032	0.0035	0
15	0.013	0.0072	0.0001	0

Tx=0.443 seg

Ty=0.354 seg

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3. Desplazamientos laterales

Dirección X Desplazamientos Laterales: Dirección X-X

Piso	Altura (cm)	Deriva inelástica	D.max
Piso 5	300	0.003632	0.007
Piso 4	300	0.003708	0.007
Piso 3	300	0.003842	0.007
Piso 2	300	0.002936	0.007
Piso 1	300	0.001728	0.007

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4. Desplazamientos laterales

Dirección Y Desplazamientos Laterales: Dirección Y-Y

Piso	Altura (cm)	Deriva inelástica	D.max
Piso 5	300	0.004017	0.007
Piso 4	300	0.003842	0.007
Piso 3	300	0.002936	0.007
Piso 2	300	0.002317	0.007
Piso 1	300	0.000998	0.007

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5. Revisión de la fuerza cortante mínima Dirección X

Table: base reactions

Output Case	Step Type	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)
SE X	Step By Step	-66.7013	0	0
SD X	Max	60.0313	45.7204	0

0.9*VE x= 60.0312

vd= 60.0313 (no se necesita escalar)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6. Revisión de la fuerza cortante mínima Dirección Y

Table: base reactions

Output Case	Step Type	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)
SE Y	Step By Step	0	-66.7013	0
SD Y	Max	48.0403	60.1131	0

0.9*VE x= 60.0312

Vd= 60.1131 (no se necesita escalar)

Fuente: Elaboración propia

Objetivo N°3. Verificar las irregularidades y el cumplimiento de los parámetros establecidos en la norma E030.

En este caso específico, la tesis se centra en el diseño de la estructura del proyecto hotelero turístico ubicado en Tocache. El objetivo principal es garantizar que la estructura del hotel esté adecuadamente diseñada para resistir las cargas sísmicas y cumplir con los requisitos establecidos en las normas correspondientes, como la Norma E.030 "Diseño Sismorresistente".

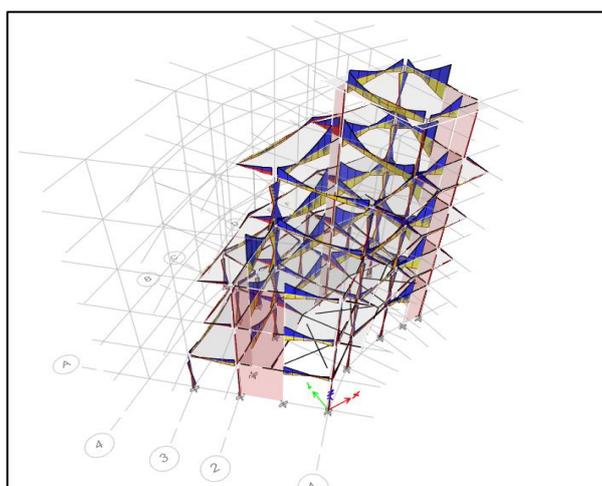
El estudio realizado para esta tesis implica el análisis de las características sísmicas de la zona, como la zonificación sísmica, los parámetros de suelo, el factor de amplificación sísmica, entre otros. Además, se lleva a cabo un análisis estructural detallado utilizando herramientas como el software Etabs para modelar la estructura y evaluar su comportamiento frente a las cargas sísmicas.

El diseño estructural sismorresistente se basa en la utilización de elementos de concreto armado, los cuales se dimensionan y verifican de acuerdo con las normas de diseño aplicables, como la Norma E.060 "Concreto Armado". Se consideran aspectos como la resistencia de los materiales, las combinaciones de carga, los desplazamientos permisibles y la capacidad de resistencia estructural.

Objetivo N°4. Realizar el diseño estructural del proyecto hotelero turístico Tocache.

En la sección de Memoria de Diseño Estructural, se analizaron los puntos críticos de la estructura para garantizar el cumplimiento del Reglamento Nacional de Edificaciones. Los elementos de concreto armado se diseñarán utilizando el método del Diseño por Resistencia, con el objetivo de proporcionar una resistencia adecuada según la N.T.E E.060. Se utilizaron combinaciones de carga muerta, carga viva, carga de sismo y carga de viento para determinar la carga última, siguiendo las normativas establecidas en la NTE E.060 Art. 9.2 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

En el diseño estructural, la resistencia de un elemento se determina multiplicando su resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el refuerzo colocado) por un factor de reducción de resistencia ϕ , que varía según el tipo de carga aplicada al elemento. Estos factores de reducción de resistencia se establecen en la normativa N.T.E. E.060.



*Figura 11.*Diagrama de momentos flectores: Estructura en 3D.

Fuente: Estos valores fueron extraídos del software Excel.

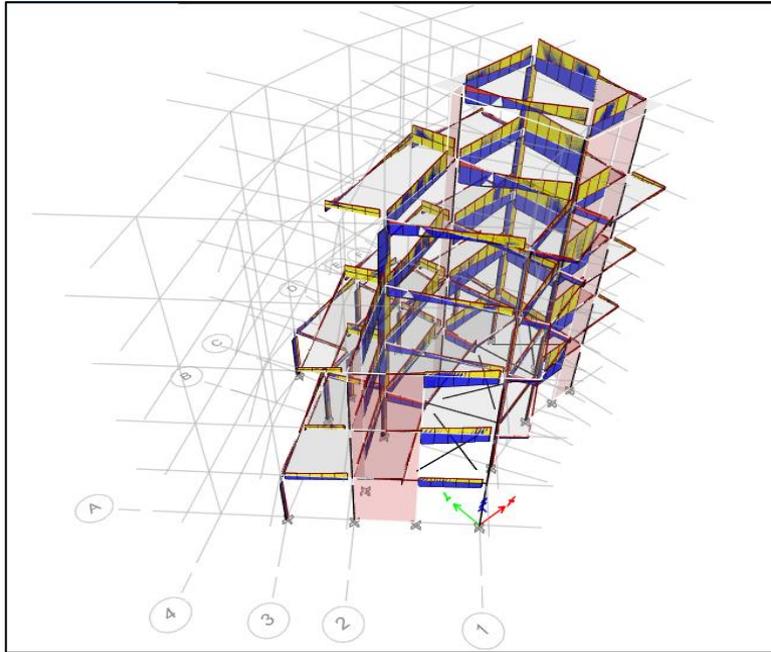


Figura 12. Diagrama de fuerzas cortantes: Estructura en 3D.

Fuente: Estos valores fueron extraídos del software Excel.

V. DISCUSIÓN

En este capítulo se examinan las investigaciones previas, respaldando así la investigación actual. según Quinatoa, (2022) afirma en sus resultados establecer el factor de importancia "I" basado en el impacto en la sociedad y el coeficiente "K" relacionado con la resistencia sísmica de las construcciones. Mediante la asignación de valores específicos, se logró categorizar las estructuras según su nivel de importancia y su capacidad de respuesta frente a eventos sísmicos. Esta clasificación es crucial para identificar las construcciones que podrían requerir medidas de reforzamiento o intervenciones especiales en caso de futuros eventos sísmicos. En conjunto, estos resultados contribuyen a mejorar la comprensión de la vulnerabilidad sísmica de las construcciones y proporcionan una base sólida para el desarrollo de estrategias de prevención y mitigación de riesgos en el ámbito de la ingeniería estructural. Reforzando con la presente investigación en los resultados afirman que la columna más esforzada de la estructura con el refuerzo considerado sí tiene una sección y refuerzo suficientes (trabajando a flexo-compresión), sí cumplió con los lineamientos dispuestos en la Norma de concreto armado E.060. Por otro lado según Andrade y Carranza, (2020) en sus resultados obtenidos revelan que la empresa cliente, Geocimientos S.A., ha proporcionado el diseño arquitectónico de un edificio de siete niveles ubicado en un terreno de 792 m². Este edificio se caracteriza por tener los seis primeros niveles destinados a apartamentos, mientras que el último nivel está reservado para áreas sociales. Adicionalmente, se ha incorporado un bloque adjunto de 4 niveles, compuesto por departamentos en los tres primeros niveles y un área social en el cuarto nivel. Estas características evidencian una planificación cuidadosa y una distribución funcional de los espacios dentro del edificio. Estos hallazgos destacan la capacidad de Geocimientos S.A. para desarrollar diseños arquitectónicos que se adaptan a las necesidades y demandas de los usuarios. Además, resaltan la atención prestada a la combinación de áreas residenciales y áreas sociales, brindando un equilibrio entre la vida privada y comunitaria de los residentes. En la presente investigación se constata que la cantidad de acero longitudinal en la viga analizada satisface los requisitos establecidos por la normativa del concreto armado E.060. En resumen, el refuerzo por corte proporcionado en la viga más crucial de la estructura cumple con los estándares establecidos por la Norma de concreto armado E.060. Se ha

comprobado que el refuerzo instalado en la cimentación cumple con los criterios establecidos por la Norma de concreto armado E.060. Por otro lado, tenemos a Espín, (2020) su estudio ofrece una alternativa valiosa en la construcción de estructuras de edificios, demostrando que el sistema de mampostería confinada no solo cumple con los estándares de construcción, sino que también presenta una reducción significativa de costos. Estos resultados respaldan la viabilidad y rentabilidad de utilizar el sistema de mampostería confinada como una opción efectiva en la industria de la construcción. En la presente investigación se afirma lo que menciona el autor afirmando que es importante destacar que los aceros de refuerzo utilizados en la evaluación de este informe son aquellos que se han asumido de acuerdo con las especificaciones establecidas por la normativa aplicable. Esto implica que se ha seleccionado y utilizado el tipo de acero de refuerzo adecuado y compatible con los requisitos de resistencia y durabilidad necesarios para la estructura en cuestión. Es fundamental tener en cuenta que la evaluación realizada se enfoca únicamente en la superestructura del edificio. Esto significa que se han considerado y analizado los elementos y componentes que conforman la parte visible y principal de la estructura, como muros, columnas, vigas y losas. No se han abordado en detalle aspectos relacionados con la infraestructura subterránea, cimentaciones o elementos de apoyo. Seguidamente menciona Vasquez, (2023) que tras las verificaciones realizadas indican que el diseño estructural de la edificación es óptimo. Durante la verificación del sismo dinámico, se identificó una condición que no cumplía con los requisitos establecidos, lo cual llevó a la realización de un proceso de corrección para escalar el sismo dinámico. Tras aplicar las correcciones necesarias, se determinó que el diseño estructural cumplía con todas las condiciones establecidas por la normativa aplicable. Esto demuestra la eficacia y la importancia de llevar a cabo un análisis riguroso y una verificación exhaustiva durante el proceso de diseño. El uso del programa de análisis estructural ETABS 20.3.0 ha sido fundamental en este estudio, ya que ha permitido modelar y verificar la edificación de manera eficiente. La utilización de herramientas tecnológicas avanzadas facilita el proceso de diseño y análisis estructural, mejorando la precisión y la confiabilidad de los resultados. En resumen, el estudio demuestra que el diseño estructural de la edificación cumple con los requisitos normativos, gracias a las correcciones realizadas y al uso del software

de análisis estructural ETABS 20.3.0. Estos hallazgos respaldan la solidez y la confiabilidad del diseño estructural y su capacidad para cumplir con los estándares de seguridad y rendimiento establecidos. En la presente investigación en sus resultados tener un modelo matemático es una representación aproximada de la realidad. Se ha considerado que la estructura de cimentación de la edificación cuenta con suficiente profundidad y dimensiones adecuadas, lo que permite considerarla empotrada en el suelo y con un buen comportamiento sísmico. Sin embargo, es necesario tener presente que este modelo es una simplificación y que pueden existir otros factores o condiciones específicas en el sitio de construcción que no se han tenido en cuenta en este análisis.

El diseño estructural sismorresistente del proyecto hotelero turístico en Tocache se enfrenta a riesgos de posibles fallas estructurales durante eventos sísmicos debido a la ubicación geográfica de la región. La persistencia en el uso de herramientas tradicionales como AutoCAD 2D puede llevar a incompatibilidades y dificultades para identificar errores en el diseño, aumentando el riesgo de incumplir con los estándares sismorresistentes adecuados. Esto pone en peligro la seguridad de los ocupantes y puede resultar en fallas estructurales y reducción de la vida útil de la edificación, e incluso pérdida de vidas humanas. Ante esto es fundamental asegurarse de que las normativas y estándares aplicables se mantengan actualizados y se cumplan durante todo el proceso de construcción. Además, es necesario realizar inspecciones y pruebas de calidad adecuadas para garantizar que los materiales utilizados cumplan con los requisitos establecidos.

VI. CONCLUSIONES

- En base a los resultados obtenidos, se logró realizar de manera exitosa la estructuración y predimensionamiento del proyecto hotelero turístico. Se han considerado los requerimientos y cargas específicas del edificio, asegurando la estabilidad y resistencia adecuadas para garantizar la seguridad de la estructura.
- Se concluye que el modelado estructural del proyecto hotelero turístico se llevó a cabo utilizando el software Etabs. Este proceso permitió obtener un modelo digital tridimensional preciso de la estructura, facilitando el análisis y la evaluación de su comportamiento frente a las cargas y fuerzas aplicadas. El uso de esta herramienta tecnológica contribuyó a una mayor eficiencia y precisión en el diseño y cálculo de la estructura.
- Se concluye que, mediante la verificación realizada, se constató el cumplimiento de los parámetros establecidos en la norma E030 en relación a las irregularidades estructurales presentes en el proyecto hotelero turístico. Se han identificado y evaluado posibles desviaciones respecto a las normativas vigentes, adoptando las medidas correctivas correspondientes para garantizar la estabilidad y seguridad de la estructura.
- Finalmente, el diseño estructural del proyecto hotelero turístico Tocache ha sido completado exitosamente. Se han aplicado los principios y estándares de diseño adecuados, considerando las cargas, solicitaciones y condiciones específicas del entorno. El resultado es una estructura diseñada con un enfoque seguro, resistente y acorde a las necesidades del proyecto.

VII. RECOMENDACIONES

- Para futuros proyectos de estructuración y predimensionamiento, se sugiere realizar un análisis exhaustivo de las cargas y solicitaciones específicas del edificio, considerando factores como el uso previsto, la ubicación geográfica y los estándares de diseño aplicables. Además, se recomienda utilizar software especializado que facilite el proceso de dimensionamiento y verificación estructural.
- Es importante mantenerse actualizado en el uso de software de modelado estructural, como Etabs, y aprovechar todas las funcionalidades que ofrece. Se sugiere explorar las diferentes herramientas y capacidades del software para optimizar la precisión y eficiencia del modelado. Asimismo, se recomienda realizar verificaciones manuales y comparar los resultados obtenidos mediante el software con los cálculos manuales para garantizar la coherencia de los resultados.
- Se aconseja realizar una revisión detallada de los requisitos establecidos en la norma E030 y aplicar una verificación exhaustiva de las irregularidades estructurales, tanto en la etapa de diseño como en la construcción. Es recomendable contar con un equipo técnico capacitado y experimentado que supervise y asegure el cumplimiento de los parámetros establecidos en la normativa.
- Para futuros proyectos de diseño estructural, se recomienda realizar un análisis detallado de las condiciones geotécnicas del sitio, considerando la resistencia del suelo y la posible presencia de fenómenos naturales como sismos o inundaciones. Asimismo, es importante involucrar a profesionales especializados en el diseño sísmico y estructural, así como realizar un seguimiento riguroso de los estándares y códigos de construcción vigentes para garantizar la seguridad y durabilidad de la estructura.

REFERENCIAS

- ALQAHTANY Y JAMIL, 2022. Evaluation of Educational Strategies in the Design Process of Infrastructure for a Healthy Sustainable Housing Community. *Ain Shams Engineering Journal* [en línea], vol. 13, no. 4. ISSN 20904479. DOI 10.1016/j.asej.2021.101665. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2090447921004433>.
- ANDRADE Y CARRANZA, 2020. Diseño estructural de un condominio de uso residencial, cimentado sobre suelo potencialmente Licuable, localizado en Punta Carnero, Salinas - Ecuador. *Escuela superior politecnica del litoral* [en línea], pp. 1-148. Disponible en: <https://www.scielo.org.mx/pdf/ris/nspe104/0185-092X-ris-spe104-51.pdf>.
- ANTANCURI Y JARAMILLO, 2023. *Infraestructura educativa adaptada a escuelas técnicas mediante el diseño arquitectónico a nivel anteproyecto en Llacao, Cuenca, Ecuador* [en línea]. S.l.: s.n. Disponible en: <https://dspace.ucacue.edu.ec/handle/ucacue/13874>.
- ARÉVALO, 2021. *Arquitectura Bioclimática en el Diseño de la Infraestructura Educativa en el Distrito de Tarapoto, 2021* [en línea]. S.l.: s.n. Disponible en: <https://hdl.handle.net/20.500.12692/76522>.
- CADENILAS ET AL., 2023. Diseño de la infraestructura en la prestación del servicio educativo de las instituciones educativas públicas. *Horizontes. Revista de Investigación en Ciencias de la Educación* [en línea], vol. 7, no. 27, pp. 295-301. DOI 10.33996/revistahorizontes.v7i27.514. Disponible en: <http://www.scielo.org.bo/pdf/hrce/v7n27/a21-295-301.pdf>.
- CHEN Y LIN, 2022. Are consumers in China's major cities happy with charging infrastructure for electric vehicles? *Applied Energy* [en línea], vol. 327, no. December. ISSN 03062619. DOI 10.1016/j.apenergy.2022.120082. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0306261922013393>.
- CONDORI, 2022. Análisis y diseño estructural sismorresistente de un edificio de concreto armado de cuatro pisos y un sótano, Tacna 2020. *Articulo de Financiamiento Distress* [en línea], pp. 159. Disponible en: <http://www.upt.edu.pe/upt/web/home/contenido/100000000/65519409>.

- CONTARDO ET AL., 2023. Resilient civic design evaluation criteria for response capacity within a seismic risk context in Santiago, Chile. The case of residential communities affected by the San Ramón fault. *International Journal of Disaster Risk Reduction* [en línea], vol. 87, no. March. ISSN 22124209. DOI 10.1016/j.ijdr.2023.103597. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2212420923000778>.
- CUENCA ET AL., 2020. Estudio de la infraestructura educativa de la parroquia el Cisne - Ecuador. *Espacios* [en línea], vol. 41, no. 4, pp. 1-16. ISSN 0798 1015. DOI doi.org/10.26423/rctu.v7i2.539. Disponible en: <http://revistaespacios.com/a20v41n04/a20v41n04p03.pdf>.
- DANG ET AL., 2023. An innovative approach to temporary educational facilities : A case study of relocatable modular school in South Korea. *Journal of Building Engineering* [en línea], vol. 76, no. October. DOI <https://doi.org/10.1016/j.job.2023.107097>. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352710223012767>.
- ESPÍN, 2020. Diseño estructural sismo resistente en estructuras de mampostería confinada, aplicadas en edificaciones mayores a dos pisos de altura en el proyecto residencial el pedregal de Churoloma. *Universidad Politécnica Salesiana Sede Quito* [en línea], pp. 1-100. Disponible en: <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/18503%0Ahttp://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/5081/1/UPS-CYT00109.pdf>.
- FANG ET AL., 2023. A systematic literature review of carbon footprint decision-making approaches for infrastructure and building projects. *Applied Energy* [en línea], vol. 335, no. April. ISSN 03062619. DOI 10.1016/j.apenergy.2023.120768. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0306261923001320>.
- FONTANA ET AL., 2020. Assessing seismic resilience of school educational sector. An attempt to establish the initial conditions in Calabria Region, southern Italy. *International Journal of Disaster Risk Reduction* [en línea], vol. 51, no. December. ISSN 22124209. DOI 10.1016/j.ijdr.2020.101936. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2212420920314382>.
- HOOVER ET AL., 2023. Why go green ? Comparing rationales and planning criteria for green infrastructure in U . S . city plans. *Landscape and Urban Planning* [en

- línea], vol. 237, no. September. DOI <https://doi.org/10.1016/j.landurbplan.2023.104781>. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0169204623001007>.
- IPARRAGUIRE, 2021. Diseño estructural sismorresistente de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete pisos y una zotea. *Potinficia Univeridad Catolica del Peru* [en línea], Disponible en: https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/20398/IPARRAGUIRE_SALVADOR_CHRISTIAN_ORLANDO_DISEÑO_ESTRUCTURAL_SISMORESISTENTE.pdf?sequence=1&isAllowed=y.
- IZADDOOST ET AL., 2023. Modelling principal-agent dilemma for management of resilience in interdependent infrastructure systems. *Reliability Engineering and System Safety* [en línea], vol. 238, no. October. ISSN 09518320. DOI 10.1016/j.ress.2023.109424. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0951832023003381>.
- JOSHI ET AL., 2020. Assessment of seismic vulnerability of health infrastructure in Uttarakhand: An earthquake prone Himalayan province of India. *International Journal of Disaster Risk Reduction* [en línea], vol. 46, no. June. ISSN 22124209. DOI 10.1016/j.ijdrr.2020.101506. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2212420919315456>.
- MENDEZ Y DIAZ, 2019. Diseño estructural sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en concreto armado. *Universidad Nacional Jose Fustino Sanchez Carrión* [en línea], pp. 1-116. Disponible en: [http://repositorio.unjfsc.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14067/2950/MENDEZ LEON y DIAZ SIESQUEN.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.unjfsc.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14067/2950/MENDEZ_LEON_y_DIAZ_SIESQUEN.pdf?sequence=1&isAllowed=y).
- MORETIC ET AL., 2022. Seismic upgrading of cultural heritage – A case study using an educational building in Croatia from the historicism style. *Case Studies in Construction Materials* [en línea], vol. 17, no. December. ISSN 22145095. DOI 10.1016/j.cscm.2022.e01183. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214509522003151>.
- MÚHLHOFER ET AL., 2023. A generalized natural hazard risk modelling framework for infrastructure failure cascades. *Reliability Engineering & System Safety* [en línea], vol. 234, no. June, pp. 109194. ISSN 09518320. DOI 10.1016/j.ress.2023.109194. Disponible en:

- <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0951832023001096>.
- NAVARRETE Y ZEGRAS, 2023. Mind the perception gap: The impact of bus rapid transit infrastructure on travelers' perceptions of affective subjective well-being. *Transportation Research Part A: Policy and Practice* [en línea], vol. 172, no. June. ISSN 09658564. DOI 10.1016/j.tra.2023.103670. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0965856423000903>.
- QUINATO A, 2022. *Evolución histórica de las normativas de diseño sismo resistente en américa latina, casos de estudio: Colombia, Ecuador, Perú y Chile* [en línea]. S.l.: s.n. ISBN 0604592337. Disponible en: [http://dspace.unach.edu.ec/bitstream/51000/9160/1/EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LAS NORMATIVAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE EN AMÉRICA LATINA. CASOS DE ESTUDIO COLOMBIA%2C ECUADOR%2C PERÚ Y CHILE.pdf](http://dspace.unach.edu.ec/bitstream/51000/9160/1/EVOLUCIÓN_HISTÓRICA_DE_LAS_NORMATIVAS_DE_DISEÑO_SISMO_RESISTENTE_EN_AMÉRICA_LATINA_CASOS_DE_ESTUDIO_COLOMBIA%2C_ECUADOR%2C_PERÚ_Y_CHILE.pdf).
- RAUTELA ET AL., 2020. Economics of seismic resilience of educational infrastructure in high earthquake hazard prone Himalayan province of Uttarakhand in India. *International Journal of Disaster Risk Reduction* [en línea], vol. 43, no. February. ISSN 22124209. DOI 10.1016/j.ijdrr.2019.101363. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2212420919307836>.
- RAZO Y GARCÍA, 2020. Evaluación integral de la seguridad estructural de edificaciones existentes dañadas por sismos de gran magnitud. *Revista de Ingeniería Sísmica* [en línea], vol. 71, no. 104, pp. 51-71. ISSN 0185-092X. DOI 10.18867/ris.104.565. Disponible en: <https://www.scielo.org.mx/pdf/ris/nspe104/0185-092X-ris-spe104-51.pdf>.
- REZAI E ET AL., 2023. Developing an effective safety management system functional framework of an educational building environment with approach safety cube. *Journal of Building Engineering* [en línea], vol. 72, no. August. ISSN 23527102. DOI 10.1016/j.jobee.2023.106599. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352710223007787>.
- RÍOS, 2022. Diseño estructural sismo resistente de un edificio de cuatro niveles con estructura de acero en el distrito de Callería, Ucayali 2022. *Universidad Andina del Cusco* [en línea], pp. 1-118. Disponible en: http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/47102/Gutierrez_

RS-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y.

- SCREPANTI ET AL., 2022. Control Engineering and Robotics since Primary School: an Infrastructure for creating the Digital Twin model of the Learning Class. *IFAC-PapersOnLine* [en línea], vol. 55, no. 17, pp. 267-272. ISSN 24058963. DOI 10.1016/j.ifacol.2022.09.290. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2405896322015270>.
- VASQUEZ, 2023. Diseño de una edificación de cinco niveles para determinar el comportamiento estructural, en el cantón Isidro Ayora. *Universidad Estatal del Sur de Manabi* [en línea], no. Mi, pp. 5-24. Disponible en: <https://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/5243>.
- VERA Y CONTRERAS, 2021. Resilience-based predictive models for the seismic behaviour of mid-rise, base-isolated CLT buildings for social housing applications in Chile. *Journal of Building Engineering* [en línea], vol. 44, no. December. ISSN 23527102. DOI 10.1016/j.jobbe.2021.103397. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352710221012559>.
- VIZCONDE Y BOYER, 2022. *Nueva infraestructura educativa para el nivel inicial, primaria y secundaria para el barrio N° 05 del centro poblado alto Trujillo, el distrito del Porvenir* [en línea]. S.l.: s.n. Disponible en: <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/20.500.12759/10286>.
- WANG ET AL., 2023. Advanced Engineering Informatics User-centric immersive virtual reality development framework for data visualization and decision-making in infrastructure remote inspections. *Advanced Engineering Informatics* [en línea], vol. 57, no. August. DOI <https://doi.org/10.1016/j.aei.2023.102078>. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S1474034623002069>.
- YOUSSET ET AL., 2023. Value engineering : Case study of Libyan educational buildings. *Alexandria Engineering Journal* [en línea], vol. 76, no. August, pp. 735-746. DOI <https://doi.org/10.1016/j.aej.2023.06.078>. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1110016823005549>.

ANEXOS

Anexo 01. Tabla de operacionalización de variables.

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Resistencia sísmica del proyecto hotelero turístico.	La resistencia sísmica del proyecto hotelero turístico es la variable dependiente porque es el resultado o la característica que se busca lograr a través del diseño estructural sismorresistente. En otras palabras, es el aspecto que se desea evaluar y mejorar mediante el diseño y la implementación de estrategias sismorresistentes.(Contardo et al. 2023)	En la definición operacional se define por las dimensiones predimensionamiento de los elementos estructurales según ETABS, Análisis estructural del edificio, diseño de resistencia de los elementos estructurales de concreto armado.	Predimensionamiento de los elementos estructurales según ETABS Análisis estructural del edificio Diseño de resistencia de los elementos estructurales de concreto armado	Losa aligerada (cm2)	Razón
				Loza maciza (cm2)	Razón
				Vigas (cm2)	Razón
				Columnas (cm2)	Razón
				Muros estructurales (cm2)	Razón
				Cimentación (cm2)	Razón
				Análisis estático	Razón
				Análisis dinámico	Razón
				Desplazamientos	Razón
				Presiones admisibles del suelo	Razón
Diseño por flexión	Razón				
Diseño por corte	Razón				

Fuente: Elaboración propia.

Anexo 02. Matriz de consistencia.

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVOS GENERALES	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
<p>¿Cómo diseñar una estructura sismorresistente para un proyecto hotelero turístico Tocache, en el distrito de Eten, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque en el año 2023, considerando las características sísmicas de la región y garantizando la seguridad de los ocupantes ante posibles eventos sísmicos?</p> <p>Problemas específicos: ¿Cuáles son los requisitos y estándares de resistencia sísmica y seguridad que se deben considerar al diseñar la estructura del proyecto hotelero en ETABS? ¿Cómo se puede evaluar la respuesta estructural del proyecto hotelero en ETABS ante eventos sísmicos y verificar si los desplazamientos, fuerzas y deformaciones se encuentran dentro de los límites aceptables establecidos? ¿Cómo se pueden utilizar las capacidades avanzadas de ETABS para optimizar el diseño estructural del proyecto hotelero y mejorar su resistencia sísmica, logrando al mismo tiempo una estructura eficiente?</p>	<p>Desarrollar un diseño estructural sismorresistente para el proyecto hotelero turístico ubicado en el distrito de Eten, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, en el año 2023.</p>	<p>El diseño estructural sismorresistente implementado en el proyecto hotelero turístico Tocache, distrito de Eten, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, en el año 2023, utilizando el software ETABS, permitirá desarrollar una estructura segura y resistente ante eventos sísmicos, reduciendo el riesgo de fallas estructurales y minimizando los daños materiales en caso de un terremoto.</p> <p>Objetivos específicos: Analizar información detallada sobre las características sísmicas de la región del distrito de Eten, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, en el año 2023. Diseñar y modelar la estructura del proyecto hotelero en ETABS, asegurando la resistencia sísmica y el cumplimiento de estándares de seguridad. Realizar análisis dinámicos en ETABS para evaluar la respuesta estructural del proyecto ante eventos sísmicos y verificar que los desplazamientos, fuerzas y deformaciones estén dentro de los límites aceptables. Optimizar el diseño estructural utilizando las capacidades avanzadas de ETABS para mejorar la resistencia sísmica y lograr una estructura eficiente</p>	<p>Resistencia sísmica del proyecto hotelero turístico.</p>	<p>La resistencia sísmica del proyecto hotelero turístico es la variable dependiente porque es el resultado o la característica que se busca lograr a través del diseño estructural sismorresistente. En otras palabras, es el aspecto que se desea evaluar y mejorar mediante el diseño y la implementación de estrategias sismorresistentes (Contardo et al. 2023)</p>	<p>En la definición operacional se define por las dimensiones predimensionamiento de los elementos estructurales según ETABS, Análisis estructural del edificio, diseño de resistencia de los elementos estructurales de concreto armado.</p>	<p>Predimensionamiento de los elementos estructurales según ETABS.</p> <p>Análisis estructural del edificio.</p> <p>Diseño de resistencia de los elementos estructurales de concreto armado.</p>	<p>Losa aligerada (cm2) Loza maciza (cm2) Vigas (cm2) Columnas (c2) Muros estructurales (cm2) Cimentación (cm2) Análisis estático Análisis dinámico Desplazamientos Presiones admisibles del suelo Diseño por flexión Diseño por corte</p>	<p>Razón</p>
				<p>Hipótesis específicas: Al diseñar y modelar correctamente la estructura del proyecto hotelero en ETABS, siguiendo los requisitos y estándares de resistencia sísmica y seguridad, se obtendrá una estructura capaz de resistir eventos sísmicos y cumplir con los estándares de seguridad establecidos. Al realizar análisis dinámicos en ETABS para evaluar la respuesta estructural del proyecto hotelero ante eventos sísmicos, se podrá determinar si los desplazamientos, fuerzas y deformaciones generados se encuentran dentro de los límites aceptables establecidos por los códigos de construcción y estándares de seguridad. Al utilizar las capacidades avanzadas de ETABS para optimizar el diseño estructural del proyecto hotelero, se podrá mejorar la resistencia sísmica de la estructura y lograr una configuración estructural más eficiente en términos de uso de materiales y recursos.</p>			<p>Metodología Tipo de investigación: Aplicada. Diseño de investigación: Diseño cuasiexperimental. Enfoque de investigación: Cuantitativa. Alcance de investigación: Descriptiva. Población: Un proyecto hotelero con fines turísticos, el cual cuenta con 3 edificios de 5 niveles c/u. Muestra: Un edificio de 5 niveles Técnica: Observaciones directa. Instrumento: Programa ETABS.</p>	

Fuente: Elaboración propia

Anexo 03. Estudio de mecánica de suelos.



CERTIFICADO DEL ENSAYO

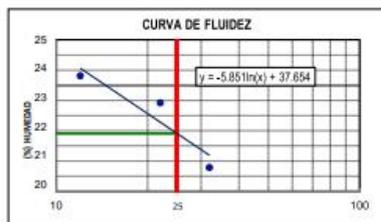
CONTENIDO DE HUMEDAD – LIMITE LÍQUIDO - LIMITE PLÁSTICO

PROYECTO:	Hotelero turístico Tocache	
UBICACIÓN:	Distrito de Eten – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque	
SOLICITANTE:	Campos Alarcón, Dayana Fiorelly	
FECHA:	ABRIL 2023	

MUESTRA:	C-1	CAPA:	M-1	PROFUNDIDAD:	0.00 m - 1.50 m
-----------------	-----	--------------	-----	---------------------	-----------------

DATOS DE ENSAYO	
Nº TARRO	-
TARRO + SUELO HUMEDO	655
TARRO + SUELO SECO	612
PESO DEL AGUA	43
PESO DEL TARRO	0
PESO DEL SUELO SECO	612
PORCENTAJE DE HUMEDAD	7.03%

DATOS DE ENSAYO	LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		PROM.
	C-03	C-09	C-04	1 LP-05	1 LP-07	
Nº TARRO	C-03	C-09	C-04	1 LP-05	1 LP-07	PROM.
Nº DE GOLPES	32	22	12	-	-	-
TARRO+SUELO HUMEDO	36.60	37.89	38.45	31.29	31.37	31.33
TARRO+SUELO SECO	33.40	33.80	33.87	30.65	30.79	30.72
AGUA	3.20	4.09	4.58	0.64	0.58	0.61
PESO DEL TARRO	14.11	14.18	13.63	26.70	26.70	26.70
PESO DEL SUELO SECO	19.29	19.62	20.24	3.95	4.09	4.02
% DE HUMEDAD	16.59	20.85	22.63	16.20	14.18	15.19



SUELO NO PLÁSTICO	NO
-------------------	----

RESULTADOS		
LÍMITE LÍQUIDO	(LL)	19
LÍMITE PLÁSTICO	(LP)	15
INDICE PLASTICIDAD	(IP)	4

ANGELICA YVONNE VILLANUEVA ALCALDE
 INGENIERA CIVIL
 REG. CIP. 222424



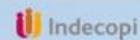
Calle Coricancha S/N Mz. C Lote 11 -
 Sector Pueblo Libre - Jaén -
 Cajamarca



941915761
 949327495



fmengineering@gmail.com



N°00146584
 N°00146585



Iso 9001:2015



Engineering and Construction S.A.C.
Ingeniería, Gerencia de Proyectos y Construcción

SERVICIOS TÉCNICOS PROFESIONALES DE MECÁNICA DE
SUELOS, PAVIMENTOS Y ENSAYO DE MATERIALES

CERTIFICADO DEL ENSAYO

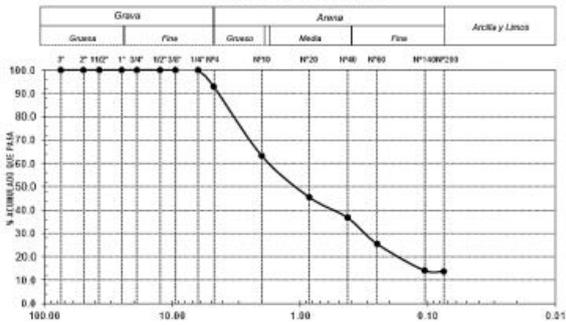
**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO- PORCETAJE QUE PASA TAMIZ N° 200 –
CLASIFICACIÓN DEL SUELO**

PROYECTO:	Hotelero turístico Tocache
UBICACIÓN:	Distrito de Eten – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque
SOLICITANTE:	Campos Alarcón, Dayana Fiorelly
FECHA:	ABRIL 2023

MUESTRA:	C-1	CAPA:	M-1	PROFUNDIDAD:	0.00 m - 1.50 m				
DATOS DE LA MUESTRA		TAMICES		PESO RETENIDO	PESO RETENIDO MUESTRA FINA	PESO RETENIDO FRACCIÓN FINA	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMUL.	% QUE PASA
PESO TOTAL DE LA MUESTRA (gr.):	455.00	(Pul)	(mm)						
PESO FRACCIÓN GRUESA SECA NATURAL (gr.):	0.00	3"	75.000	0.00			0.00	0.00	100.00
PESO FRACCIÓN GRUESA LAVADA (gr.):	32.00	2"	50.000	0.00			0.00	0.00	100.00
PESO FRACCIÓN FINA (gr.):	423.00	1 1/2"	37.500	0.00			0.00	0.00	100.00
MUESTRA DE FRACCIÓN FINA (gr.):	455.00	1"	25.000	0.00			0.00	0.00	100.00
RELACION FRACCIÓN FINA/MUESTRA (gr.):	0.93	3/4"	19.000	0.00			0.00	0.00	100.00
PESO SUELO LAVADO (gr.):	360.71	1/2"	12.500	0.00			0.00	0.00	100.00
		3/8"	9.500	0.00			0.00	0.00	100.00
		1/4"	6.300	0.00			0.00	0.00	100.00
		N#4	4.750	32.00			7.03	7.03	92.97
		N#10	2.000	0.00	145.00	134.80	29.63	36.66	63.34
		N#20	0.850	0.00	87.00	80.88	17.78	54.44	45.56
		N#40	0.425	0.00	43.00	39.98	8.79	63.22	36.78
		N#60	0.250	0.00	55.00	51.13	11.24	74.46	25.54
		N#140	0.106	0.00	56.00	52.06	11.44	85.90	14.10
		N#200	0.075	0.00	2.00	1.86	0.41	86.31	13.69
		< N° 200 FONDO		423.00	67.00	62.29	13.69	100.00	0.00

Dayana Fiorelly Campos Alarcón
INGENIERA CIVIL
REG. CIP. 233424

CURVA GRANULOMÉTRICA



DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	
MATERIAL PASANTE MALLA N°200:	13.69%
MATERIAL PASANTE MALLA N°4:	92.97%
MÓDULO DE FINEZA:	3.22
COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD:	11.3
COEFICIENTE DE CURVATURA:	0.4

CLASIFICACIÓN SUCS:	SC-SM
DESCRIPCIÓN DEL SUELO SUCS:	Arena limo arcillosa

CLASIFICACIÓN AASHITO:	A-1-b (0)
DESCRIPCIÓN DEL SUELO AASHITO:	BUENO



Engineering and Construction S.A.C.
Ingeniería, Gerencia de Proyectos y Construcción

SERVICIOS TÉCNICOS PROFESIONALES DE MECÁNICA DE
SUELOS, PAVIMENTOS Y ENSAYO DE MATERIALES

CERTIFICADO DEL ENSAYO

CONTENIDO DE SALES SOLUBLES TOTALES, SULFATOS Y CLORUROS

PROYECTO:	Hotelero turístico Tocache		
UBICACIÓN:	Distrito de Eten – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque		
SOLICITANTE:	Campos Alarcón, Dayana Fiorelly		
FECHA:	ABRIL 2023		

MUESTRA:	C-1	CAPA:	M-1	PROFUNDIDAD:	0.00 m - 1.50 m
-----------------	-----	--------------	-----	---------------------	-----------------

SALES SOLUBLES

1	Muestra		A	B	PROM.
2	Peso de muestra	g	50	50	-
3	Volumen de agua destilada	ml	250	250	-
4	Número de beaker	-	SS-4	SS-1	-
5	Peso de beaker	g	25.65	25.42	-
6	Peso de beaker + residuo de sales	g	25.70	25.49	-
7	Volumen de solución evaluado	ml	50	50	-
8	Relación: mezcla suelo - agua destilada	-	5.00	5.00	-
9	Residuo de sales	g	0.05	0.07	-
10	Constituyentes de sales solubles totales	ppm	5000	7000	6000
11	Constituyentes de sales solubles totales en peso seco	(%)	0.50%	0.70%	0.60%

SULFATOS

1	Volumen de agua destilada	ml	250
2	Peso de suelo seco	g	50
3	Número de crisol		1
4	Peso del crisol	g	55.16
5	Peso del crisol + residuo de sulfatos	g	55.191
6	Peso del residuo de sulfatos	g	0.03
7	Volumen de solución tomada	ml	35
8	Peso de muestra en volumen de solución	g	50
9	Concentración de ión sulfato	ppm	620
10	Contenido de sulfatos	%	0.062%

CLORUROS

1	Volumen de agua destilada	ml	250
2	Peso de suelo seco	g	50
3	Volumen de solución tomada	ml	50
4	Titulación de la solución de nitrato de plata	t	0.011
5	Consumo de solución de nitrato de plata	ml	50
6	Peso de muestra en volumen de solución	g	24
7	Contenido de cloruros	ppm	458
8	Contenido de cloruros	%	0.046%

ANGELLA PATRICIA VILLANUEVA ALCALDE
INGENIERA CIVIL
REG. CIP. 282424



Calle Coricancha S/N Mz. C Lote 11 -
Sector Pueblo Libre - Jaén -
Cajamarca

941915761
949327495



fmengineering@sac@gmail.com



N°00146584
N°00146585



Iso 9001:2015



Engineering and Construction S.A.C.
Ingeniería, Gerencia de Proyectos y Construcción

SERVICIOS TÉCNICOS PROFESIONALES DE MECÁNICA DE
SUELOS, PAVIMENTOS Y ENSAYO DE MATERIALES

CERTIFICADO DEL ENSAYO:

CORTE DIRECTO (1/2)

PROYECTO:	Hotelero turístico Tocache		
UBICACIÓN:	Distrito de Eten – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque		
SOLICITANTE:	Campos Alarcón, Dayana Fiorelly		
FECHA:	ABRIL 2023		

MUESTRA:	C-3	CAPA:	M-1
-----------------	-----	--------------	-----

PROFUNDIDAD:	0.00 m - 1.50 m
---------------------	-----------------

DESCRIPCION	UND	CONDICION 1	CONDICION 2	CONDICION 3
ESFUERZO APLICADO	kg/cm2	0.5	1.0	1.5
NUMERO DE ANILLO	-	1	2	3
PESO DE ANILLO	gr	132.16	133.67	132.12
P. ANILLO + P. MUESTRA. HUM. NATURAL	gr	347.49	347.85	348.21
P. ANILLO + P. MUESTRA. SATURADA	gr	380.69	381.12	382.44
P. MUESTRA. SECA	gr	203.41	202.45	204.21
% DE HUMEDAD NATURAL	%	5.860	5.794	5.818
% HUMEDAD SATURADA	%	22.182	22.228	22.580
ÁREA DE ANILLO	cm2	38.265	38.3747	38.3747
VOLUMEN DE ANILLO	cm3	130.2650	130.8578	130.8578
DENSIDAD HUMEDA	gr/cm3	1.653	1.637	1.651
DENSIDAD SATURADA	gr/cm3	1.908	1.891	1.913
DENSIDAD SECA	gr/cm3	1.562	1.547	1.561

TIEMPO	DIAL		DESPLAZ.		FUERZA		ESFUERZO		DIAL		DESPLAZ.		FUERZA		ESFUERZO			
	HORIZ.	VERT.	HORIZ.	VERT.	A CARGA	CORTE	A CARGA	CORTE	HORIZ.	VERT.	HORIZ.	VERT.	A CARGA	CORTE	A CARGA	CORTE		
00'00"	10.00	0	0.00	0	0	0	0	0	10.00	0	0	0	0	0	0	0	0	
15"	9.26	0.74	4.80	10.091	0.264	0.527	9.28	0.72	7.80	7.80	0.203	0.203	9.26	0.74	11.60	19.947	0.520	0.347
30"	8.30	1.70	5.50	11.107	0.290	0.581	8.27	1.73	10.50	10.50	0.274	0.274	8.25	1.75	14.50	24.141	0.629	0.419
45"	7.28	2.72	6.30	12.268	0.321	0.641	7.28	2.72	12.30	12.30	0.321	0.321	7.24	2.76	17.40	28.329	0.738	0.492
01'00"	6.30	3.70	6.80	12.993	0.340	0.679	6.26	3.74	12.80	12.80	0.334	0.334	6.27	3.73	18.80	30.349	0.791	0.527
15"	5.28	4.72	7.10	13.428	0.351	0.702	5.27	4.73	13.20	13.20	0.344	0.344	5.27	4.73	19.70	31.646	0.825	0.550
30"	4.26	5.74	7.50	14.008	0.366	0.732	4.30	5.70	13.60	13.60	0.354	0.354	4.25	5.75	19.70	31.646	0.825	0.550
45"	3.30	6.70	8.00	14.733	0.385	0.770	3.28	6.72	13.60	13.60	0.354	0.354	3.28	6.72	19.70	31.646	0.825	0.550
02'00"	2.26	7.74	8.00	14.733	0.385	0.770	2.26	7.74	13.60	13.60	0.354	0.354	2.25	7.75	19.60	31.502	0.821	0.547
15"	1.50	8.50	8.00	14.733	0.385	0.770	1.50	8.50	13.60	13.60	0.354	0.354	1.50	8.50	19.60	31.502	0.821	0.547
30"	1.00	9.00	7.90	14.588	0.381	0.762	1.00	9.00	14.60	13.50	0.352	0.352	1.00	9.00	19.60	31.502	0.821	0.547
45"	0.50	9.50	7.90	14.588	0.381	0.762	0.50	9.50	15.60	13.50	0.352	0.352	0.50	9.50	19.50	31.358	0.817	0.545
03'00"	0.00	10.00	7.90	14.588	0.381	0.762	0.00	10.00	13.50	13.50	0.352	0.352	0.00	10.00	19.50	31.358	0.817	0.545

ANGELLA YVONNE VILLANUEVA ALCALDE
INGENIERA CIVIL
REG. CIP. 282424



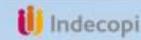
Calle Coricancha S/N Mz. C Lote 11 -
Sector Pueblo Libre - Jaén -
Cajamarca



941915761
949327495



fmengineering@gmail.com



N°00146584
N°00146585



Iso 9001:2015



Engineering and Construction S.A.C.
Ingeniería, Gerencia de Proyectos y Construcción

SERVICIOS TÉCNICOS PROFESIONALES DE MECÁNICA DE
SUELOS, PAVIMENTOS Y ENSAYO DE MATERIALES

CERTIFICADO DEL ENSAYO:

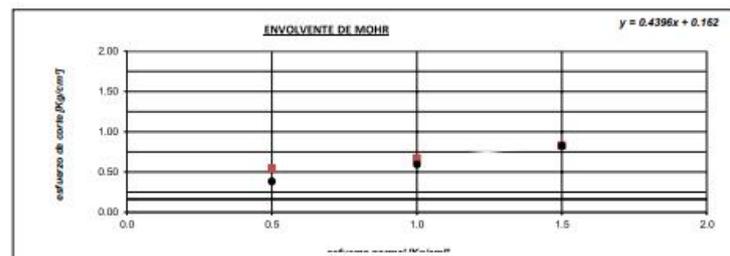
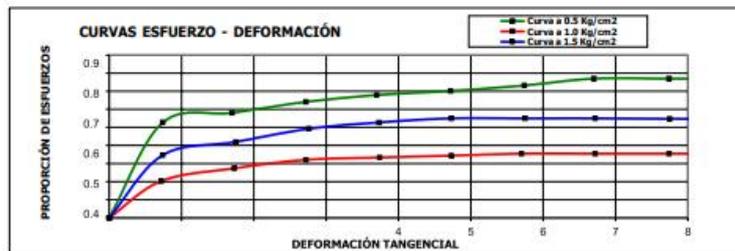
CORTE DIRECTO (2/2)

PROYECTO:	Hotelero turístico Tocache	
UBICACIÓN:	Distrito de Eten – Provincia de Chiclayo – Departamento de Lambayeque	
SOLICITANTE:	Campos Alarcón, Dayana Fiorelly	
FECHA:	ABRIL 2023	

MUESTRA:	C-3	CAPA:	M-1	PROFUNDIDAD:	0.00 m - 1.50 m
-----------------	-----	--------------	-----	---------------------	-----------------

PESO VOLUMETRICO SECO (gr/cm ³)	ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	HUMEDAD NATURAL (%)	HUMEDAD SATURADA (%)	ESFUERZO DE CORTE (kg/cm ²)	PROPORCIÓN DE ESFUERZOS (t/s)	PESO VOLUMETRICO NATURAL (gr / cm ²)	PESO VOLUMETRICO SATURADO (gr / cm ²)	DENSIDAD SECA
1.906	0.5	7.15	11.55	0.544	1.088	2.043	2.127	1.906
1.915	1.0	7.51	11.85	0.669	0.669	2.059	2.142	1.915
1.895	1.5	7.47	11.75	0.832	0.554	2.037	2.118	1.895

Cohesión (kg/cm ²)	=	0.16
Angulo de fricción interna (°)	=	23.73



Calle Coricancha S/N Mz. C Lote 11 -
Sector Pueblo Libre - Jaén -
Cajamarca



941915761
949327495



fmengineeringnac@gmail.com

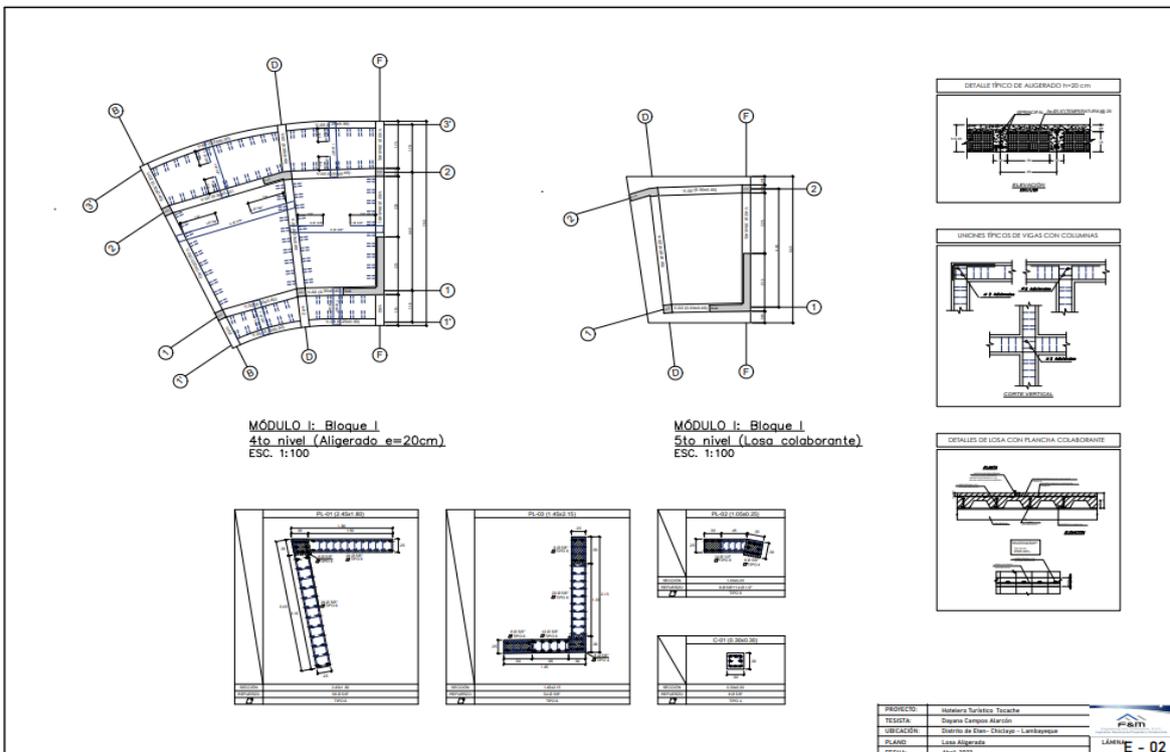
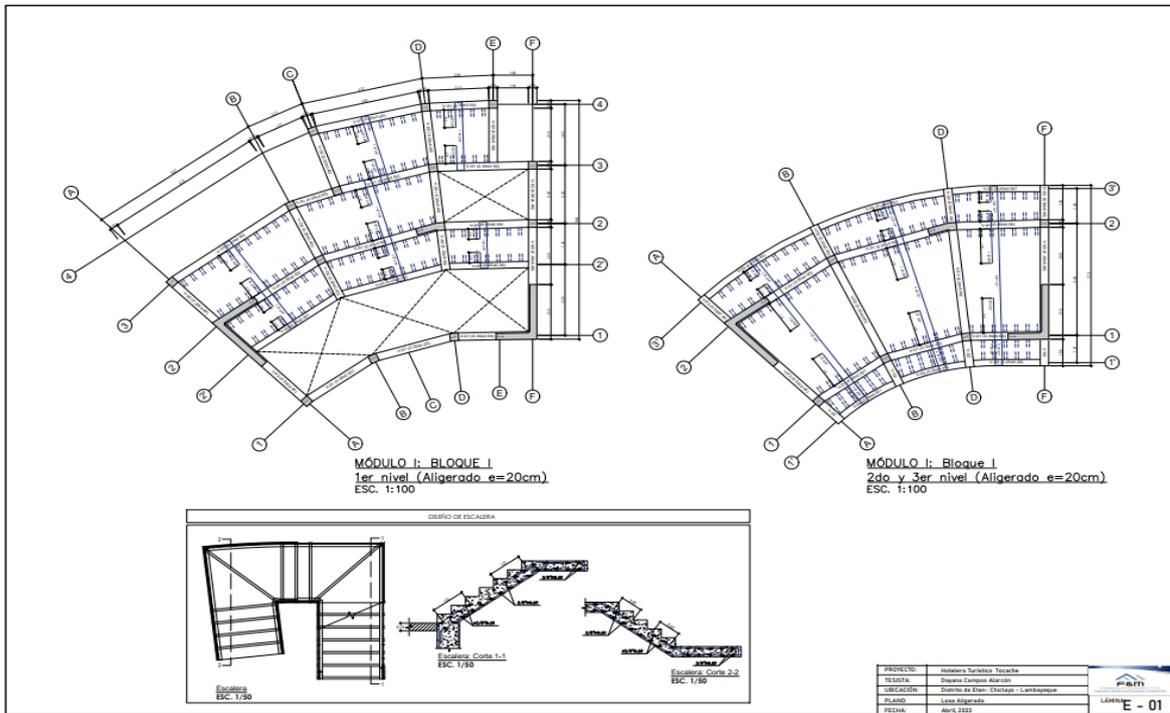


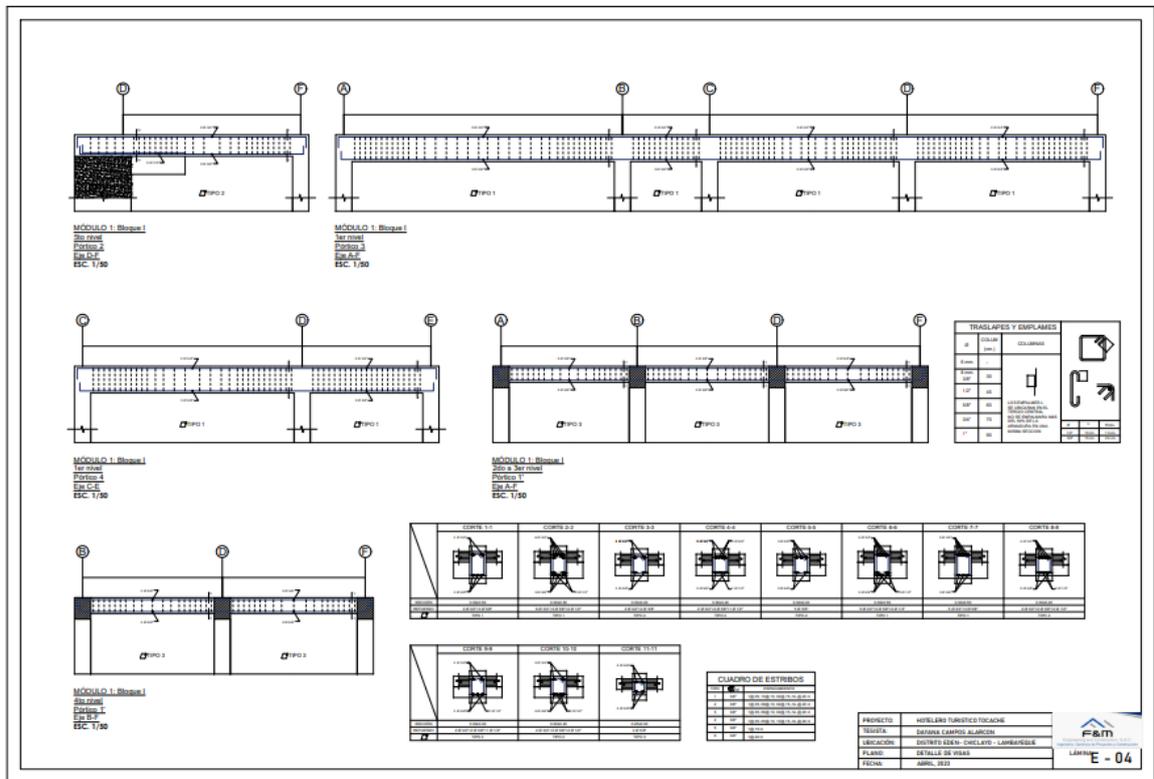
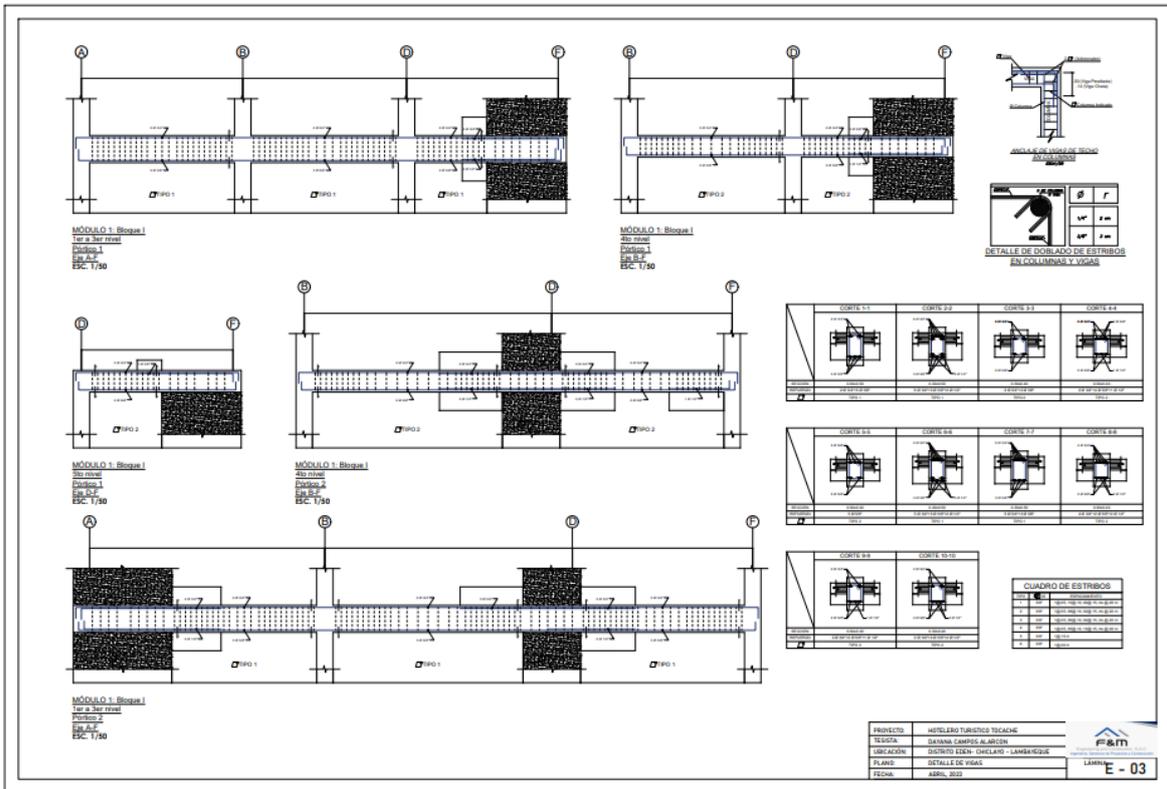
N°00146584
N°00146585

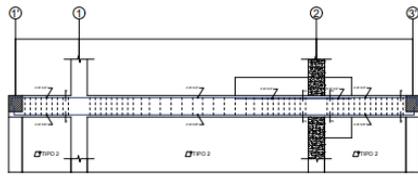


Iso 9001:2015

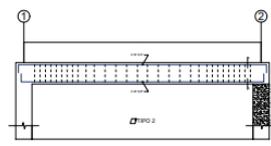
Anexo 04. Planos



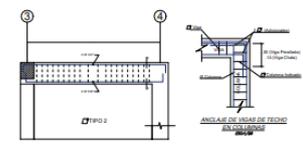




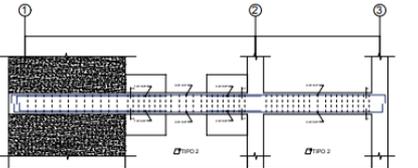
MÓDULO 1, Bloque 1
 3er nivel
 PISO 3
 Eje 1-3
 Esc. 1/50



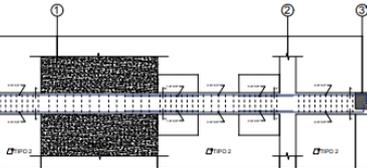
MÓDULO 1, Bloque 1
 3er nivel
 PISO 3
 Eje 1-2
 Esc. 1/50



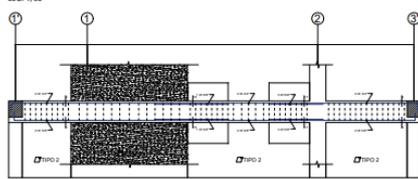
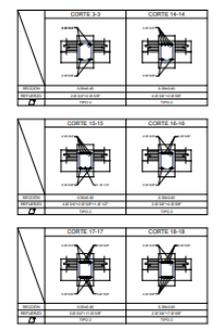
MÓDULO 1, Bloque 1
 3er nivel
 PISO 3
 Eje 3-2
 Esc. 1/50



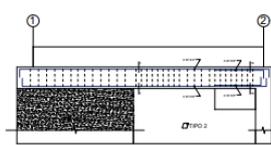
MÓDULO 1, Bloque 1
 2do a 3er nivel
 PISO 2
 Eje 1-3
 Esc. 1/50



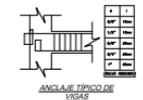
MÓDULO 1, Bloque 1
 2do a 3er nivel
 PISO 2
 Eje 1-2
 Esc. 1/50



MÓDULO 1, Bloque 1
 3er nivel
 PISO 3
 Eje 1-2
 Esc. 1/50



MÓDULO 1, Bloque 1
 3er nivel
 PISO 3
 Eje 1-2
 Esc. 1/50



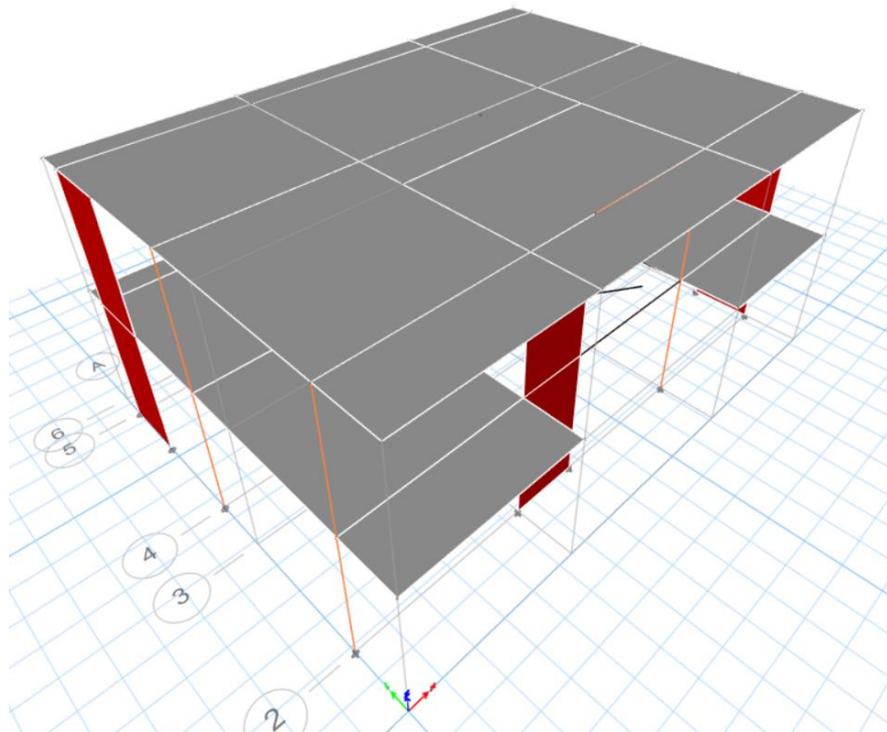
CUADRO DE ESTRIBOS	
1	100
2	100
3	100
4	100
5	100
6	100
7	100
8	100
9	100
10	100
11	100
12	100
13	100
14	100
15	100
16	100
17	100
18	100

PROYECTO:	HOTELERO TURISTICO TIGACHE
REGION:	DAMA CAYOS ALAMOS
UBICACION:	DISTRITO EST. CHILATO - LAMBAYEQUE
PLANO:	DETALLE DE VIGAS
FECHA:	ABRIL 2022



Anexos 05. Diseño estructural

MEMORIA DE CÁLCULO “HOTEL TOCACHE: MÓDULO I-BLOQUE I”



Ubicación

Eten– Chiclayo – Lambayeque

Fecha

2023

ÍNDICE

1. GENERALIDADES	4
1.1. Objetivo.....	4
1.2. Descripción	4
1.3. Normatividad.....	4
1.4. Especificaciones Y Propiedades De Los Materiales.....	4
2. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO ESTRUCTURAL	5
2.1. Análisis Dinámico	5
2.2. Verificación De Desplazamientos	5
2.3. Obtención De Esfuerzos.....	5
3. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA	5
3.1. Estructuración.....	5
3.2. Elementos Estructurales	7
3.2.1. Vigas	7
3.2.2. Columnas.....	9
3.2.3. Muros	9
3.2.4. Losa	10
4. ESTADOS Y COMBINACIONES DE CARGAS	10
4.1. Carga Muerta	10
4.2. Carga Viva	10
4.3. Cargas Producidas Por Sismo.....	11
5. CONSIDERACIONES SÍSMICAS	11
5.1. Zonificación (Z)	11
5.2. Parámetros De Suelo (S)	11
5.3. Factor De Amplificación Sísmica (C)	12
5.4. Categoría De Las Edificaciones (U).....	12
5.5. Sistemas Estructurales (R)	12
5.6. Desplazamientos Laterales Permisibles	12
5.7. Análisis Dinámico	13
6. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE LA ESTRUCTURA	13
6.1. Modelo Estructural Adoptado.....	13
6.2. Análisis Modal De La Estructura	14
6.3. Análisis Estático	14
6.4. Análisis Dinámico	16
6.5. Desplazamiento Y Distorsiones.....	17

6.6.	Verificación Del Cortante En La Base	17
6.7.	Resultados Del Análisis Sísmico.....	17
7.	MEMORIA DE DISEÑO ESTRUCTURAL	19
7.1.	Diseño De La Losa	21
7.1.1.	Diseño por flexión.....	21
7.1.2.	Diseño por corte.	50
7.2.	Diagrama de Momentos Flectores.....	64
7.3.	Diagrama de Fuerzas Cortantes.....	67
7.4.	Diseño de las Vigas.....	70
7.4.1.	Diseño por flexión.....	70
7.4.2.	Diseño por corte.....	102
7.5.	Diseño de Columnas.....	150
7.5.1.	Diseño por flexocompresión.....	150
7.5.2.	Diseño por corte.....	159
7.6.	Diseño de Placas.....	160
7.6.1.	Diseño por flexocompresión.....	160
7.6.2.	Diseño por corte.....	187
8.	Conclusiones.....	190

1. GENERALIDADES

1.1. Objetivo

La finalidad del presente documento es desarrollar la memoria de cálculo estructural del Módulo I-Bloque I del proyecto “Hotelero turístico Tocache”.

1.2. Descripción

El presente documento (Memoria de cálculo) corresponde al análisis sísmico y cálculo estructural del proyecto denominado “Diseño estructural sismorresistente de un proyecto hotelero turístico Tocache”, que se encuentra ubicado en el Distrito de Eten, Provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque. El análisis se realizó conforme a lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.3. Normatividad

- Norma E.020 “Cargas”.
- Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.
- Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones”.
- Norma E.060 “Concreto Armado”.

1.4. Especificaciones Y Propiedades De Los Materiales

Concreto

- Resistencia a la compresión ($f'c$) : 210 Kg/cm².
- Módulo de Elasticidad (E) : 273706.5 Kg/cm².
- Módulo de Poisson (ν) : 0.2.
- Peso Específico (γ_c) : 2400 Kg/m³.

Acero

- Resistencia a la fluencia (f_y) : 4,200 Kg/ cm².
- Módulo de Elasticidad, E : 2 000 000 Kg/ cm².

Recubrimientos mínimos

- Columnas y Vigas : 4.00 cm.
- Losas, vigas chatas y muros : 2.00 cm.

2. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

2.1. Análisis Dinámico

A nivel general, se verificará el comportamiento dinámico de la estructura frente a cargas sísmicas mediante un análisis espectral indicado en la Norma correspondiente, con ese propósito se genera un modelo matemático para el análisis respectivo.

2.2. Verificación De Desplazamientos

Se verificará los desplazamientos obtenidos en el programa ETABS con los permisibles de la Norma correspondiente.

2.3. Obtención De Esfuerzos

Entre los parámetros que intervienen en el diseño de la estructura se encuentran la resistencia al corte y flexión en vigas, columnas y placas.

3. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

3.1. Estructuración

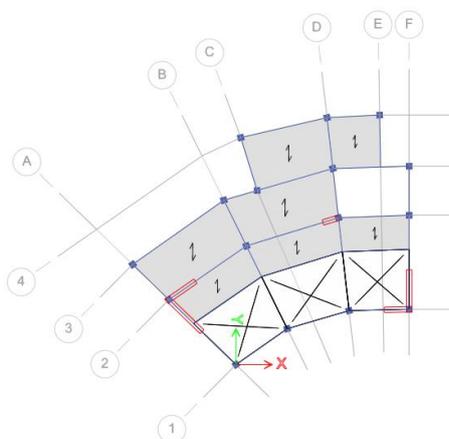


Figura 1. Estructuración 1° piso.

Fuente: Etabs.

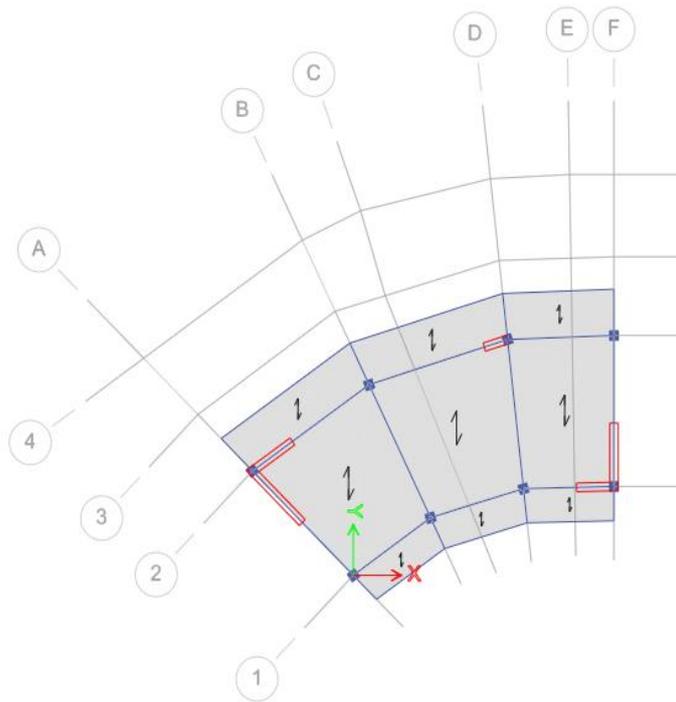


Figura 2. Estructuración 2° y 3° piso.

Fuente: Etabs.

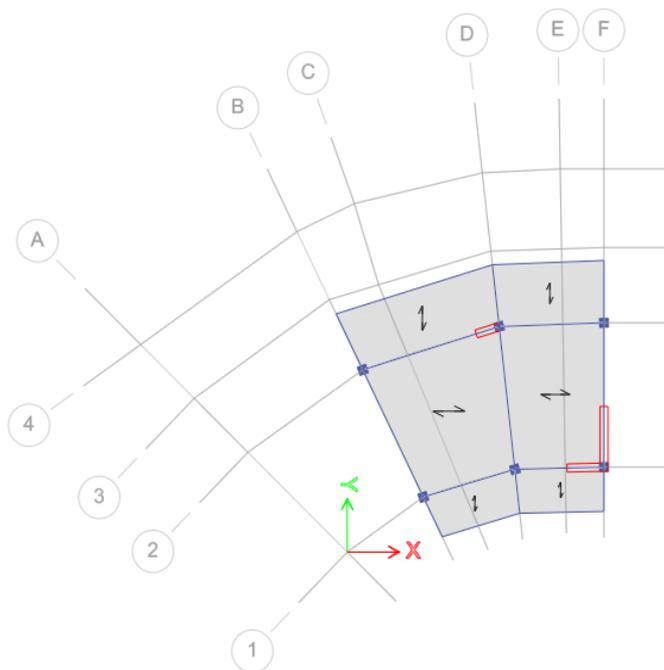


Figura 3. Estructuración 4° piso.

Fuente: Etabs.

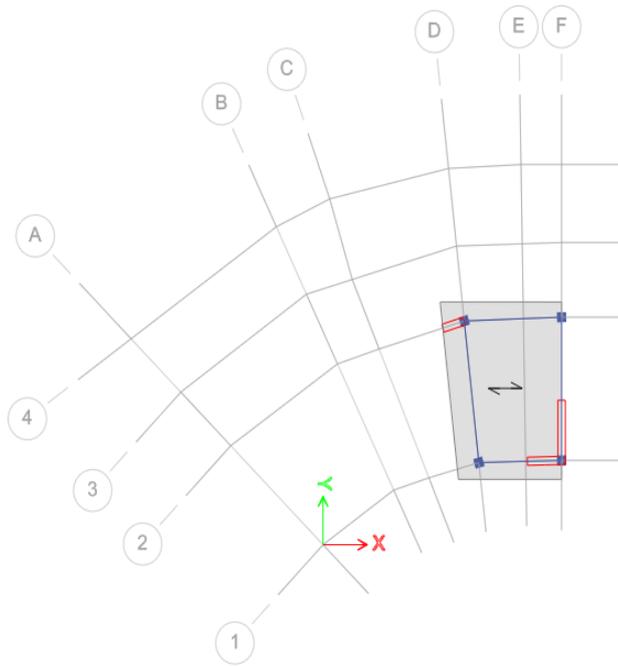


Figura 4. Estructuración 5° piso.

Fuente: Etabs.

3.2. Elementos Estructurales

3.2.1. Vigas

Figura 5. Estructuración de viga V-01 (0.30x0.50) m.

Fuente: Etabs.

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V-02 (30x40)

Material: $f_c=210\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.4 m

Width: 0.3 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK
Cancel

Figura 6. Estructuración de viga V-02 (0.30x0.40) m.

Fuente: Etabs.

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V-03 (25x30)

Material: $f_c=210\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.3 m

Width: 0.25 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK
Cancel

Figura 7. Estructuración de viga V-03 (0.25x0.30) m.

Fuente: Etabs.

3.2.2. Columnas

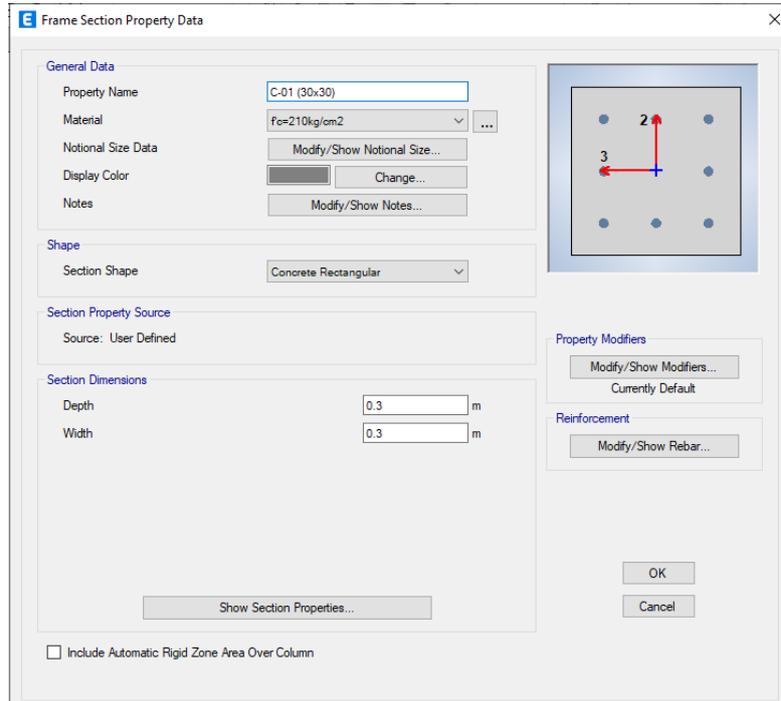


Figura 8. Estructuración de columna C-01 (0.30x0.30) m.

Fuente: Etabs.

3.2.3. Muros

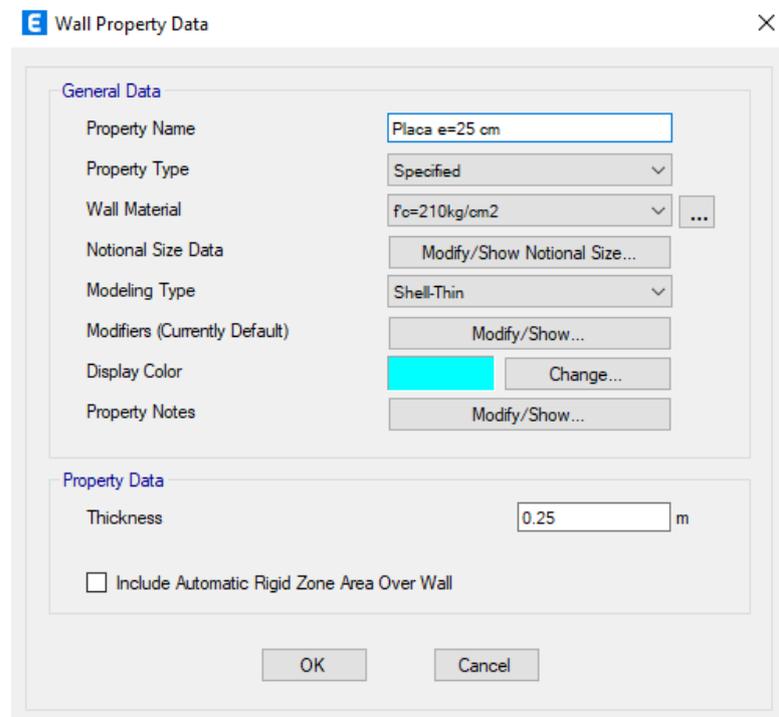


Figura 9. Estructuración de placas (e=25 cm).

Fuente: Etabs.

3.2.4. Losa

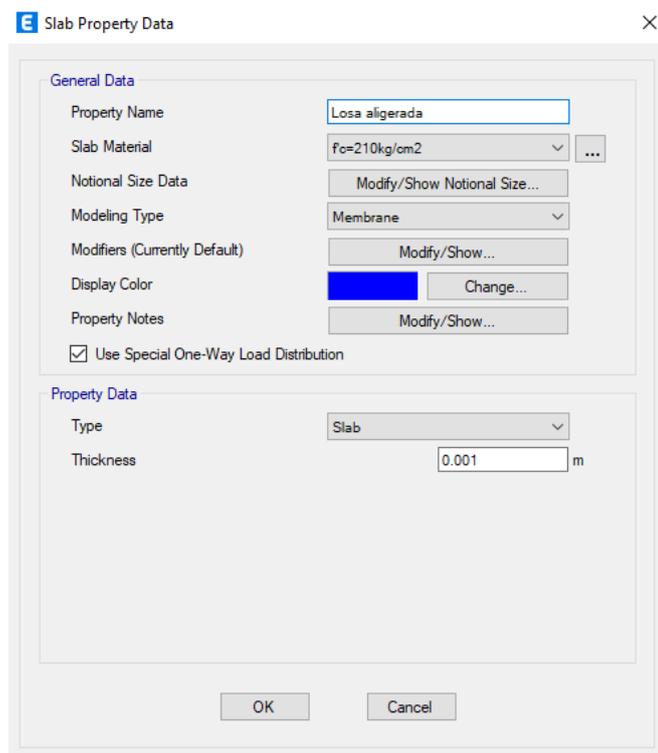


Figura 10. Estructuración de losa aligerada (e=20 cm).

Fuente: Etabs.

4. ESTADOS Y COMBINACIONES DE CARGAS

4.1. Carga Muerta

Son cargas provenientes del peso de los materiales, tabiquería fija, y otros elementos que forman parte de la edificación y/o se consideran permanentes.

4.2. Carga Viva

Cargas que provienen de los pesos no permanentes en la estructura, que incluyen a los ocupantes, materiales, equipos muebles y otros elementos móviles estimados en la estructura.

- Sobrecarga en piso típico (vivienda) : 200 Kg/m².
- Sobrecarga en corredores y escaleras : 200 Kg/m².
- Sobrecarga en azotea : 100 kgf/m².

4.3. Cargas Producidas Por Sismo

Análisis de cargas estáticas o dinámicas que representan un evento sísmico y están reglamentadas por la Norma E.030 de diseño sismorresistente.

5. CONSIDERACIONES SÍSMICAS

Las consideraciones adoptadas para poder realizar un análisis dinámico de la edificación son tomadas mediante movimientos de superposición espectral, es decir, basado en la utilización de periodos naturales y modos de vibración que podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura. Entre los parámetros de sitio usados y establecidos por las Normas de Estructuras tenemos:

5.1. 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 y la información geotécnica obtenida de estudios científicos.

De acuerdo con lo anterior la Norma E-0.30 de diseño sismo-resistente asigna un factor "Z" a 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. Para el presente estudio, la zona en la que está ubicado el proyecto corresponde a la zona 4 y su factor de zona Z será 0.45.

5.2. Parámetros De Suelo (S)

Para los efectos de este estudio, 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 de corte. Para efectos de la aplicación de la norma E-0.30 de diseño sismorresistente se considera que el perfil de suelo en esa zona es de tipo Blando S3, el parámetro TP y TL asociado

con este tipo de suelo es de 1.0s y 1.6s respectivamente y el factor de amplificación del suelo se considera $S=1.10$.

5.3. Factor De Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo con las características de sitio, se define al factor de amplificación sísmica(C) por la siguiente expresión:

- $C = 2.5; T \leq TP$
- $C = 2.5 (TP/T); TP < T \leq TL$
- $C = 2.5 (TP \cdot TL/T^2); T > TL$

5.4. Categoría De Las Edificaciones (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con la categoría de uso de la edificación, como esta edificación es común (vivienda), la norma establece un factor de importancia $U = 1.0$, que es el que se tomará para este análisis.

5.5. Sistemas Estructurales (R)

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

En la dirección X-X y dirección Y-Y, la totalidad de la resistencia y rigidez de la estructura será proporcionada por muros de concreto armado (sistema de muros estructurales) por lo que $R=6.00$.

5.6. Desplazamientos Laterales Permisibles

Se refiere al máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según un análisis lineal elástico con las sollicitaciones sísmicas del coeficiente R.

5.7. Análisis Dinámico

Para poder calcular la aceleración espectral para cada una de las direcciones analizadas se utiliza el espectro inelástico de pseudoaceleraciones, teniendo en cuenta los siguientes parámetros sísmicos:

Tabla 1. Factores y coeficientes de análisis dinámico

	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
Factor de Zona	Z=0.25	Z=0.25
Factor de Uso	U=1.00	U=1.00
Factor de Suelo	S=1.40	S=1.40
	TP=1.00	TP=1.00
	TL=1.60	TL=1.60
Coefficiente de Amplificación Sísmica	C=2.5	C=2.5
Factor Básico de Reducción por Ductilidad	Ro=6	Ro=6
Factores de Irregularidad	Ia=0.90	Ia=0.90
	Ip=0.75	Ip=0.75
Factor de Reducción por Ductilidad	R=Ro*Ia*Ip	R=Ro*Ia*Ip
	R=4.05	R=4.05

Fuente: Elaboración propia.

6. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo con los procedimientos señalados y tomando en cuenta las características de los materiales y cargas que actúan sobre la estructura e influyen en el comportamiento de esta ante las sollicitaciones sísmicas, se muestra a continuación el análisis realizado para la obtención de estos resultados.

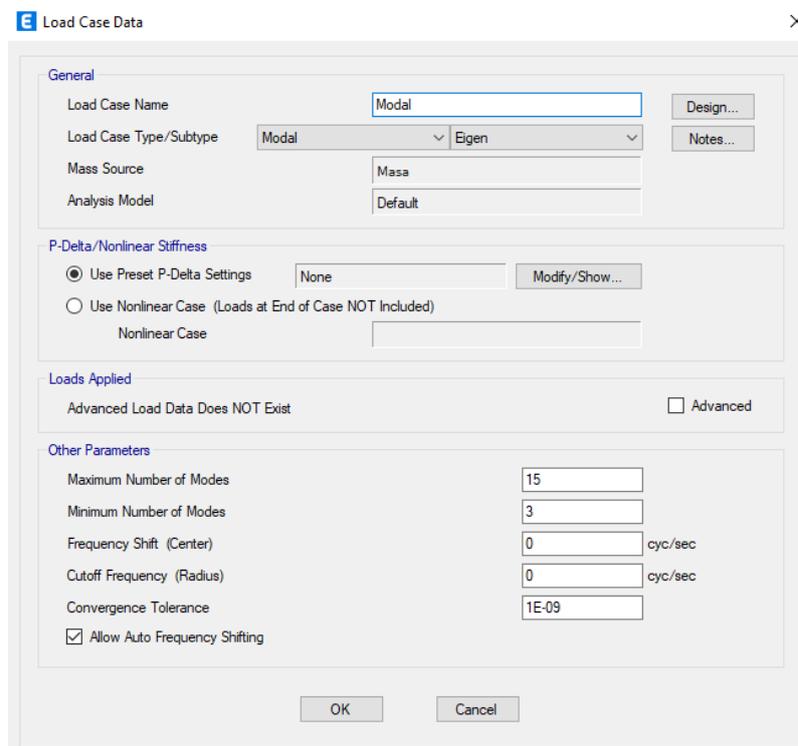
6.1. Modelo Estructural Adoptado

El comportamiento dinámico de las estructuras se determina mediante la generación de modelos matemáticos que consideren la contribución de los elementos estructurales tales como vigas, columnas, placas y muros de albañilería

en la determinación de la rigidez lateral de cada nivel de la estructura. Las fuerzas de los sismos son del tipo inercial y proporcional a su peso, por lo que es necesario precisar la cantidad y distribución de las masas en la estructura.

6.2. Análisis Modal De La Estructura

El programa ETABS calcula las frecuencias naturales y los 6 primeros modos de vibración por ser los más representativos de la estructura y porque la suma de masas efectivas es mayor al 90 % de la masa total.



The image shows a screenshot of the 'Load Case Data' dialog box in ETABS software. The dialog is titled 'Load Case Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into several sections:

- General:** Contains fields for 'Load Case Name' (set to 'Modal'), 'Load Case Type/Subtype' (set to 'Modal' and 'Eigen'), 'Mass Source' (set to 'Masa'), and 'Analysis Model' (set to 'Default'). There are 'Design...' and 'Notes...' buttons on the right.
- P-Delta/Nonlinear Stiffness:** Contains radio buttons for 'Use Preset P-Delta Settings' (selected) and 'Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)'. The 'None' field is visible under the selected option, along with a 'Modify/Show...' button.
- Loads Applied:** Contains a checkbox for 'Advanced Load Data Does NOT Exist' and an 'Advanced' checkbox.
- Other Parameters:** Contains several input fields: 'Maximum Number of Modes' (15), 'Minimum Number of Modes' (3), 'Frequency Shift (Center)' (0 cyc/sec), 'Cutoff Frequency (Radius)' (0 cyc/sec), and 'Convergence Tolerance' (1E-09). There is also a checked checkbox for 'Allow Auto Frequency Shifting'.

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 11. Modos de vibración.

Fuente: Etabs.

6.3. Análisis Estático

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

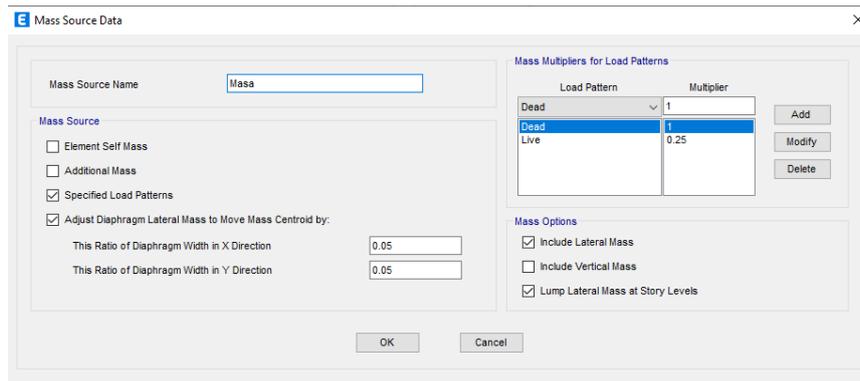


Figura 12. Peso de la edificación.

Fuente: Etabs.

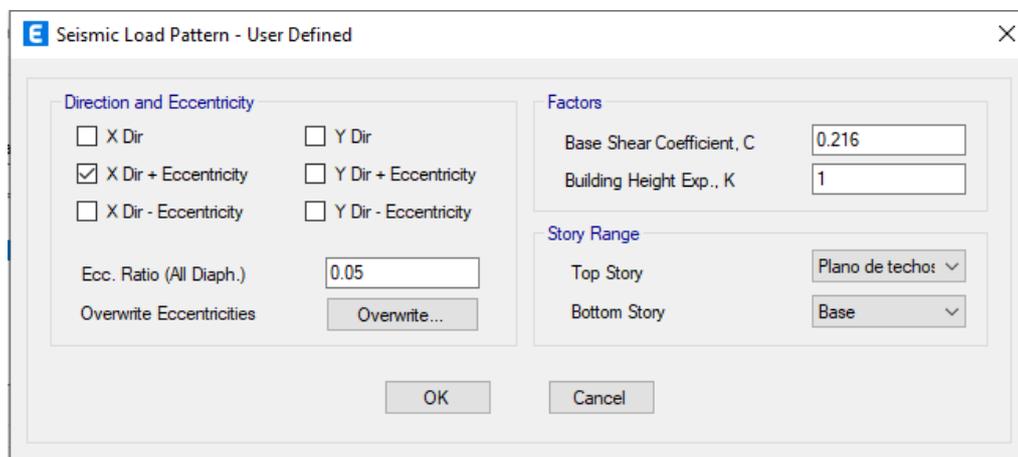


Figura 13. Análisis por fuerzas estáticas equivalentes-Dirección X.

Fuente: Etabs.

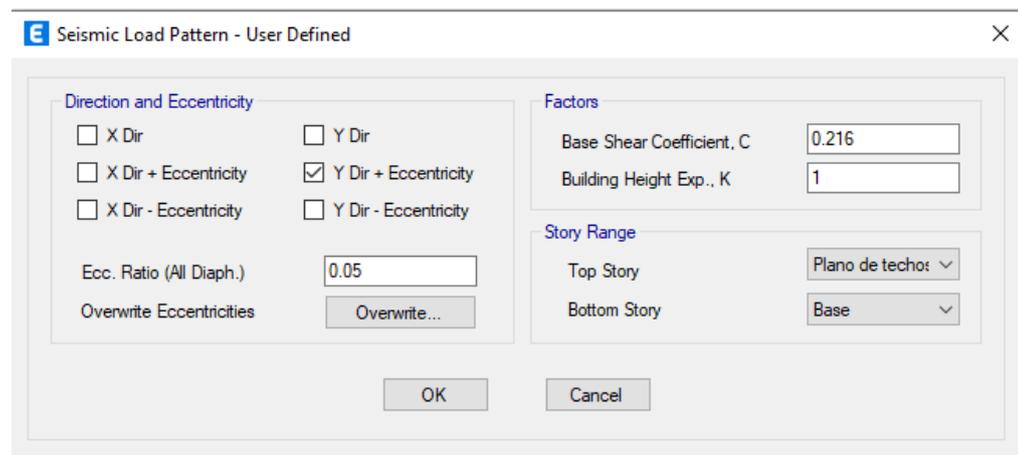


Figura 14. Análisis por fuerzas estáticas equivalentes-Dirección Y.

Fuente: Etabs.

6.4. Análisis Dinámico

Para edificaciones convencionales, se realiza el análisis dinámico por medio de combinaciones espectrales, mostradas anteriormente dadas por la Norma E.030. De acuerdo con ello, se muestran a continuación las señales sísmicas empleadas en el Programa ETABS.

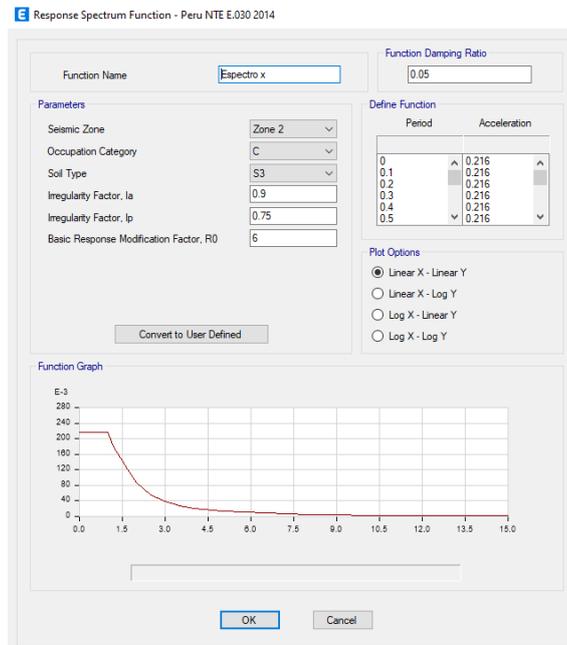


Figura 15. Espectro de pseudo aceleraciones en dirección X-X.

Fuente: Etabs.



Figura 16. Espectro de pseudo aceleraciones en dirección Y-Y.

Fuente: Etabs.

6.5. Desplazamiento Y Distorsiones

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado según el análisis lineal elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas por el coeficiente R, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso según el tipo de material predominante.

Máximo Desplazamiento Relativo de Entrepiso

La Norma Técnica de Diseño Sismo Resistente E0.30 – 2018 del RNE, establece como distorsión máxima de entrepiso el valor de 0.007 para sistemas de concreto armado, esto se cumplirá en las direcciones X-X y Y-Y.

6.6. Verificación Del Cortante En La Base

De acuerdo con lo indicado en el Art. 29.4, se debe verificar que el cortante en el base obtenido del análisis dinámico para cada una de las direcciones consideradas en el análisis sea mayor o igual al 80% del cortante en el base obtenido del análisis estático.

6.7. Resultados Del Análisis Sísmico

Tabla 2. Peso de la edificación.

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)
Peso Sísmico	Combination	0	0	320.6463

Fuente: Elaboración propia.

Peso= 189.4558

Tabla 3. Participación modal.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Modo	Periodo (seg)	Ux	Uy	Uz
1	0.443	0.3753	0.2112	0
2	0.354	0.2696	0.3635	0
3	0.214	0.0528	0.0064	0
4	0.145	0.0435	0.0917	0
5	0.129	0.0889	0.1238	0
6	0.075	0.005	0.0375	0
7	0.068	0.0437	0.0247	0
8	0.058	0.0628	0.0068	0
9	0.039	0.0095	0.0678	0
10	0.034	0.0082	0.0336	0
11	0.029	0.0087	0.0065	0
12	0.023	0.0138	0.0032	0
13	0.02	0.0076	0.0197	0
14	0.017	0.0032	0.0035	0
15	0.013	0.0072	0.0001	0

Fuente: Elaboración propia.

$T_x = 0.443$ seg.

$T_y = 0.354$ seg.

Tabla 4. Desplazamientos laterales en dirección X.

Desplazamientos Laterales: Dirección X-X			
Piso	Altura (cm)	Deriva inelástica	D.max
PISO 5	300	0.003632	0.007
PISO 4	300	0.003708	0.007
PISO 3	300	0.003842	0.007
PISO 2	300	0.002936	0.007
PISO 1	300	0.001728	0.007

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5. Desplazamientos laterales en dirección Y.

Desplazamientos Laterales: Dirección Y-Y			
Piso	Altura (cm)	Deriva inelástica	D.max
PISO 5	300	0.004017	0.007
PISO 4	300	0.003842	0.007
PISO 3	300	0.002936	0.007
PISO 2	300	0.002317	0.007
PISO 1	300	0.000998	0.007

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6. Revisión de la fuerza cortante mínima en dirección X.

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Step Type	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)
SE X	Step By Step	-66.7013	0	0
SD X	Max	60.0313	45.7204	0

Fuente: Elaboración propia.

0.9*VE x= 60.0312

VD= 60.0313 **(NO SE NECESITA ESCALAR)**

Tabla 7. Revisión de la fuerza cortante mínima en dirección Y.

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Step Type	FX (tonf)	FY (tonf)	FZ (tonf)
SE Y	Step By Step	0	-66.7013	0
SD Y	Max	48.0403	60.1131	0

Fuente: Elaboración propia.

0.9*VE x= 60.0312

VD= 60.1131 **(NO SE NECESITA ESCALAR)**

7. MEMORIA DE DISEÑO ESTRUCTURAL

De acuerdo con el estudio realizado se observaron algunos puntos críticos en la estructura los cuales serán analizados en esta sección para determinar que se cumpla con lo exigido en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Los elementos de concreto armado se diseñarán con el Diseño por Resistencia, o también llamado Diseño a la Rotura. Lo que se pretende es proporcionar a los elementos una resistencia adecuada según lo que indique la N.T.E E.060, utilizando factores de cargas y factores de reducción de resistencia.

Para determinar la carga última se utilizaron las combinaciones de carga muerta, carga viva, carga de sismo y carga de viento según lo estipulado por la NTE E.060 Art. 9.2 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla 8. Combinaciones de carga muerta, viva, sismo y viento.

COMBINACIONES DE CARGA	
Combinación 1	$U1=1.4CM + 1.7CV$
Combinación 2	$U2=1.25CM + 1.25CV + 1SDX$
Combinación 3	$U3=1.25CM + 1.25CV - 1SDX$
Combinación 4	$U4=1.25CM + 1.25CV + 1SDY$
Combinación 5	$U5=1.25CM + 1.25CV - 1SDY$
Combinación 6	$U6=0.9CM + 1SDX$
Combinación 7	$U7=0.9CM - 1SDX$
Combinación 8	$U8=0.9CM + 1SDY$
Combinación 9	$U9=0.9CM - 1SDY$
Combinación 10	$U10= U1, U2, U3, U4, U5, U6, U7, U8 \text{ y } U9$ (ENVOLVENTE)

Fuente: Elaboración propia.

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el refuerzo realmente colocado) multiplicada por un factor ϕ de reducción de resistencia, según el tipo de sollicitación a la que esté sometido el elemento.

Estos factores de reducción de resistencia se indican en la N.T.E. E.060. Algunos de estos son:

Flexión: 0.9

Cortante: 0.85

Flexocompresión: 0.7

7.1. Diseño De La Losa

7.1.1. Diseño por flexión

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 01-1° PISO

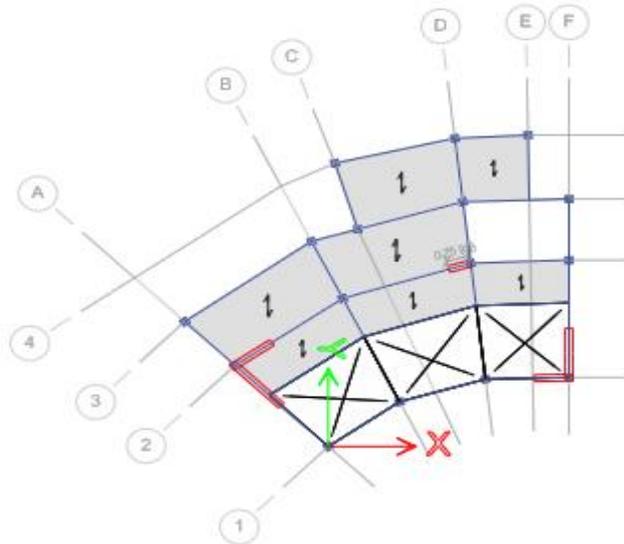


Figura 17. Diseño por flexión de losa aligerada-paño 01.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

f'c =	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
fy =	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
e losa=	20 cm	Espesor de losa
d =	17 cm	Peralte efectivo
b =	40 cm	Base

METRADO DE CARGAS

<u>Carga muerta</u>	220 kg/m ²
Peso propio:	300 kg/m ²
Tabiquería:	150 kg/m ²
Acabados:	100 kg/m ²
<u>Carga viva</u>	80 kg/m ²

Sobrecarga: 200 kg/m²

CARGA ÚLTIMA

$$W_u = 1.4C_M + 1.7C_V$$

$$W_u = 444 \text{ kg/m}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO POSITIVO)

$$M_u = 0.21 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.19 \text{ cm}$$

$$a = 0.19 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ final}} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ usar } 3/8 \text{ ''}} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO NEGATIVO)

$$M_u = 0.06 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.06 \text{ cm}$$

$$a = 0.06 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 0.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ final}} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ usar } 3/8 \text{ ''}} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 02-1° PISO

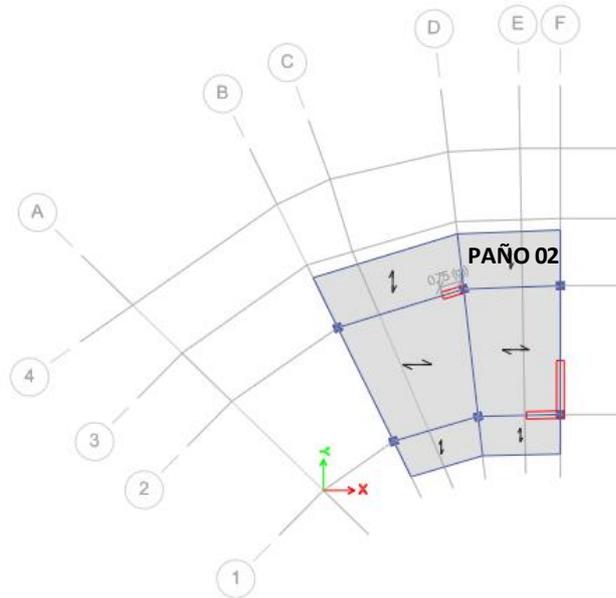


Figura 18. Diseño por flexión de losa aligerada-paño 02.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
$f_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
$e \text{ losa} =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$b =$	40 cm	Base

METRADO DE CARGAS

<u>Carga muerta</u>	220 kg/m ²
Peso propio:	300 kg/m ²
Tabiquería:	150 kg/m ²
Acabados:	100 kg/m ²
<u>Carga viva</u>	80 kg/m ²

Sobrecarga: 200 kg/m²

CARGA ÚLTIMA

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 444 \text{ kg/m}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO POSITIVO)

$$M_u = 0.19 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.17 \text{ cm}$$

$$a = 0.17 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8 \text{ ''} = 0.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO NEGATIVO)

$$M_u = 0.06 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.06 \text{ cm}$$

$$a = 0.06 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 0.10 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8 \text{ ''} = 0.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 03-1° PISO

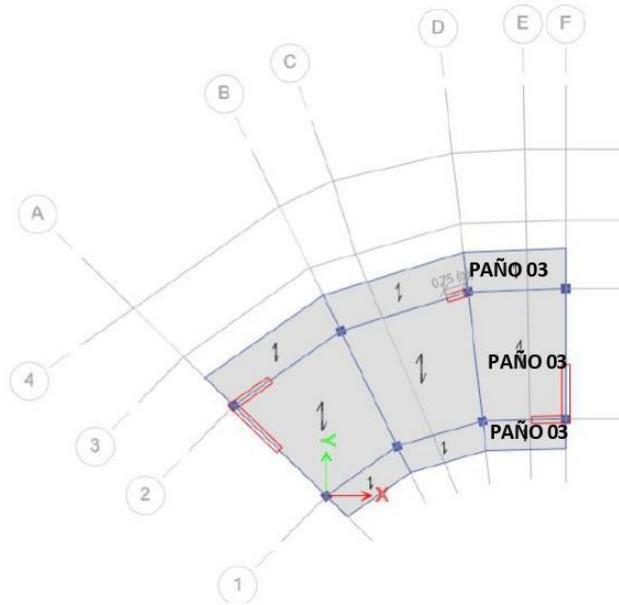


Figura 19. Diseño por flexión de losa aligerada-paño 03.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$f_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
$e\ losa =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$b =$	40 cm	Base

METRADO DE CARGAS

Carga muerta 220 kg/m²

Peso propio: 300 kg/m²

Tabiquería: 150 kg/m²

Acabados: 100 kg/m²

Carga viva 80 kg/m²

Sobrecarga: 200 kg/m²

CARGA ÚLTIMA

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 444 \text{ kg/m}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO POSITIVO)

Tramo 01

$$M_u = 0.09 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.08 \text{ cm}$$

$$a = 0.08 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 0.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8 \text{ ''} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

Tramo 02

$$M_u = 1.06 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 1.00 \text{ cm}$$

$$a = 1.00 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8 \text{ ''} = 1.99 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

Tramo 03

$$M_u = 0.06 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.05 \text{ cm}$$

a =	0.05 cm	→ Cumple
As =	0.09 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.47 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO NEGATIVO)

Apoyo 01

Mu =	0.03 Tn-m	
a (asumido)=	0.03 cm	
a =	0.03 cm	→ Cumple
As =	0.05 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.47 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

Apoyo 02

Mu =	0.35 Tn-m	
a (asumido)=	0.33 cm	
a =	0.33 cm	→ Cumple
As =	0.56 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.56 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

Apoyo 03

Mu =	0.35 Tn-m
-------------	-----------

a (asumido)=	0.33 cm	
a =	0.33 cm	→ Cumple
As =	0.56 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.56 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

Apoyo 04

Mu =	0.02 Tn-m	
a (asumido)=	0.02 cm	
a =	0.02 cm	→ Cumple
As =	0.03 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.47 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 04-1° PISO

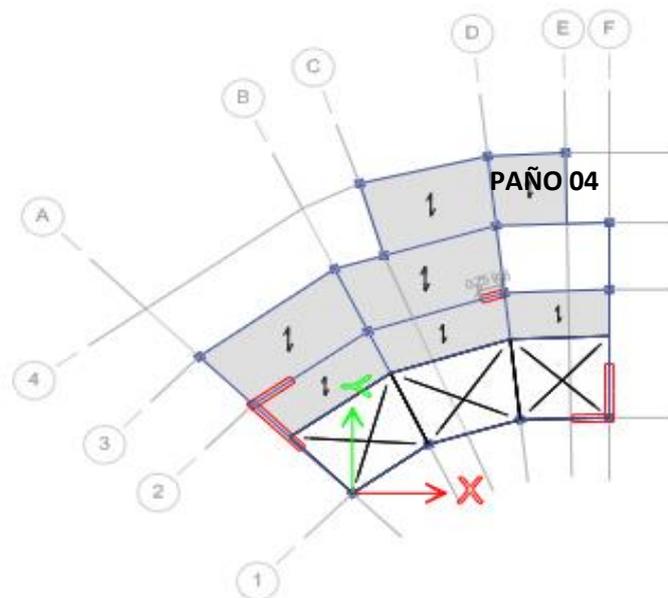


Figura 20. Diseño por flexión de losa aligerada-paño 04.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$f_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
e losa=	20 cm	Espesor de losa
d =	17 cm	Peralte efectivo
b =	40 cm	Base

METRADO DE CARGAS

<u>Carga muerta</u>	220 kg/m ²
Peso propio:	300 kg/m ²
Tabiquería:	150 kg/m ²
Acabados:	100 kg/m ²
<u>Carga viva</u>	160 kg/m ²
Sobrecarga:	400 kg/m ²

CARGA ÚLTIMA

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$
$$W_u = 580 \text{ kg/m}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO POSITIVO)

$M_u =$	0.41 Tn-m	
a (asumido)=	0.38 cm	
a =	0.38 cm	→ Cumple
As =	0.65 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.65 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO NEGATIVO)

$M_u =$	0.14 Tn-m	
a (asumido)=	0.13 cm	
a =	0.13 cm	→ Cumple
As =	0.22 cm ²	

As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.47 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 05-1° PISO

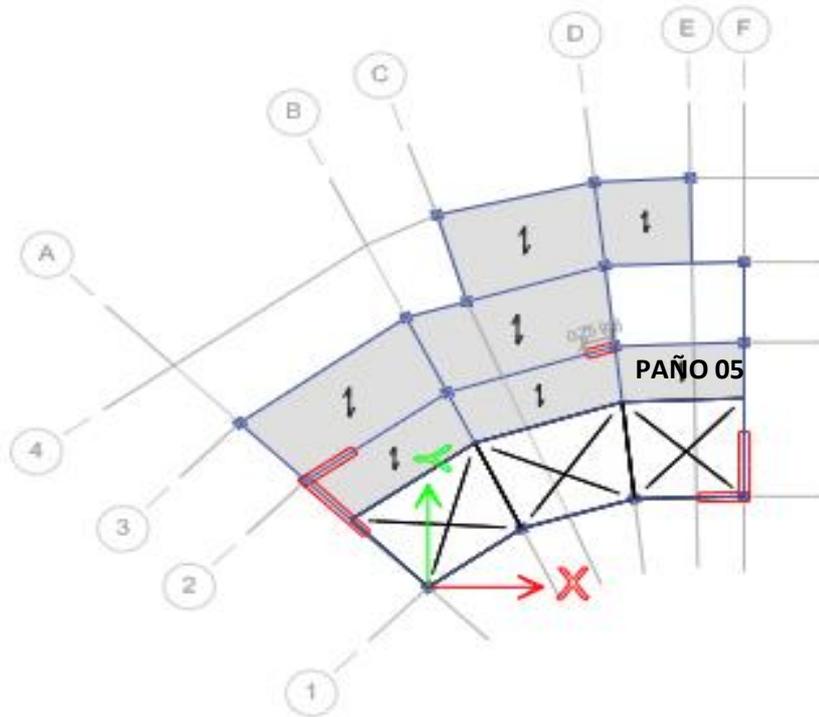


Figura 21. Diseño por flexión de losa aligerada-paño 05.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

f'c =	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
fy =	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
e losa=	20 cm	Espesor de losa
d =	17 cm	Peralte efectivo
b =	40 cm	Base

METRADO DE CARGAS

Carga muerta 220 kg/m²

Peso propio: 300 kg/m²

Tabiquería: 150 kg/m²

Acabados: 100 kg/m²

Carga viva 160 kg/m²

Sobrecarga: 400 kg/m²

CARGA ÚLTIMA

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 580 \text{ kg/m}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO POSITIVO)

$$M_u = 0.19 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.18 \text{ cm}$$

$$a = 0.18 \text{ cm}$$

→ Cumple

$$A_s = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8 \text{ ''} = 0.71 \text{ cm}^2$$

→ Cumple

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO NEGATIVO)

$$M_u = 0.06 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.06 \text{ cm}$$

$$a = 0.06 \text{ cm}$$

→ Cumple

$$A_s = 0.10 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8 \text{ ''} = 0.71 \text{ cm}^2$$

→ Cumple

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 01-2° Y 3° PISO.

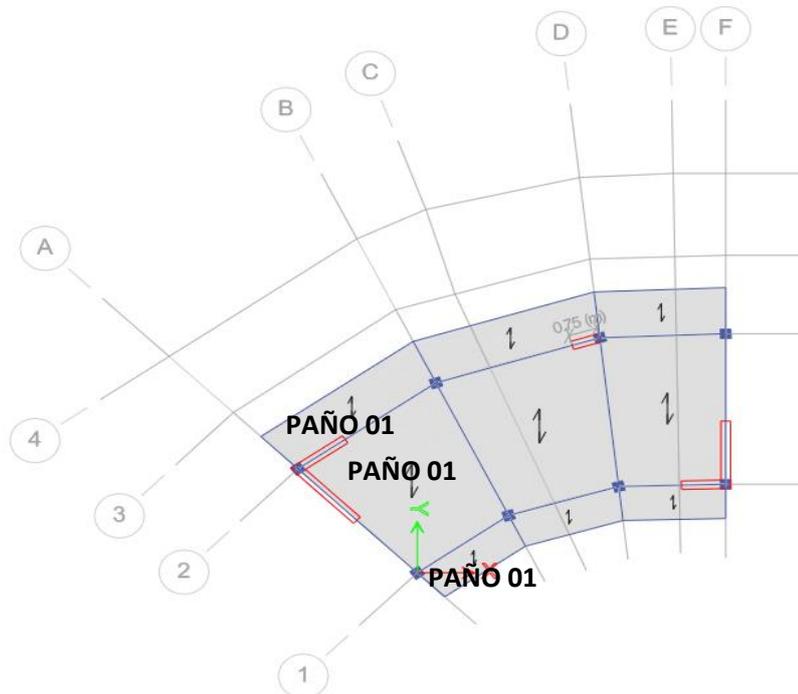


Figura 22. Diseño por flexión de losa aligerada-paño 01.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$f_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
$e\ losa =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$b =$	40 cm	Base

METRADO DE CARGAS

<u>Carga muerta</u>	220 kg/m ²
Peso propio:	300 kg/m ²
Tabiquería:	150 kg/m ²
Acabados:	100 kg/m ²
<u>Carga viva</u>	80 kg/m ²
Sobrecarga:	200 kg/m ²

CARGA ÚLTIMA

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$
$$W_u = 444 \text{ kg/m}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO POSITIVO)

Tramo 01

$$M_u = 0.09 \text{ Tn-m}$$
$$a \text{ (asumido)} = 0.08 \text{ cm}$$
$$a = 0.08 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$
$$A_s = 0.13 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ usar } 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Tramo 02

$$M_u = 1.04 \text{ Tn-m}$$
$$a \text{ (asumido)} = 0.98 \text{ cm}$$
$$a = 0.98 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$
$$A_s = 1.66 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ final} = 1.66 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ usar } 5/8'' = 1.99 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Tramo 03

$$M_u = 0.05 \text{ Tn-m}$$
$$a \text{ (asumido)} = 0.05 \text{ cm}$$
$$a = 0.05 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$
$$A_s = 0.08 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ usar } 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO NEGATIVO)

Apoyo 01

$$M_u = 0.03 \text{ Tn-m}$$

a (asumido)=	0.03 cm	
a =	0.03 cm	→ Cumple
As =	0.04 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.47 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

Apoyo 02

Mu =	0.35 Tn-m	
a (asumido)=	0.32 cm	
a =	0.32 cm	→ Cumple
As =	0.54 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.54 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

Apoyo 03

Mu =	0.35 Tn-m	
a (asumido)=	0.32 cm	
a =	0.32 cm	→ Cumple
As =	0.54 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.54 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

Apoyo 04

Mu =	0.02 Tn-m	
a (asumido)=	0.02 cm	
a =	0.02 cm	→ Cumple
As =	0.03 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.47 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 02-2° Y 3° PISO.

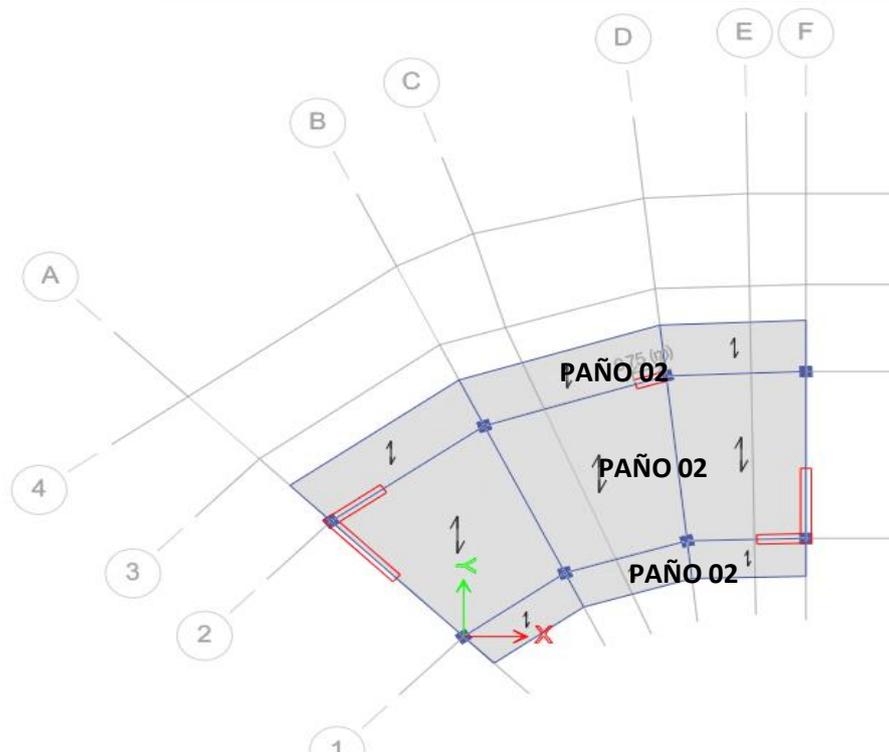


Figura 23. Diseño por flexión de losa aligerada-paño 02 y 03.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$f_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
$e losa =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$b =$	40 cm	Base

METRADO DE CARGAS

Carga muerta 220 kg/m²

Peso propio: 300 kg/m²

Tabiquería: 150 kg/m²

Acabados: 100 kg/m²

Carga viva 80 kg/m²

Sobrecarga: 200 kg/m²

CARGA ÚLTIMA

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 444 \text{ kg/m}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO POSITIVO)

Tramo 01

$$M_u = 0.11 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.10 \text{ cm}$$

$$a = 0.10 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 0.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Tramo 02

$$M_u = 1.05 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.99 \text{ cm}$$

$$a = 0.99 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 5/8'' = 1.99 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Tramo 03

$$M_u = 0.06 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.05 \text{ cm}$$

$$a = 0.05 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 0.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO NEGATIVO)

Apoyo 01

$$M_u = 0.04 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.03 \text{ cm}$$

$$a = 0.03 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

As =	0.05 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.47 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

Apoyo 02

Mu =	0.35 Tn-m	
a (asumido)=	0.32 cm	
a =	0.32 cm	→ Cumple
As =	0.55 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.55 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

Apoyo 03

Mu =	0.35 Tn-m	
a (asumido)=	0.32 cm	
a =	0.32 cm	→ Cumple
As =	0.55 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.55 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

Apoyo 04

Mu =	0.02 Tn-m	
a (asumido)=	0.02 cm	
a =	0.02 cm	→ Cumple
As =	0.03 cm ²	
As min=	0.47 cm ²	
As final=	0.47 cm ²	
As usar 3/8 "	0.71 cm ²	→ Cumple

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 03-2° Y 3° PISO.

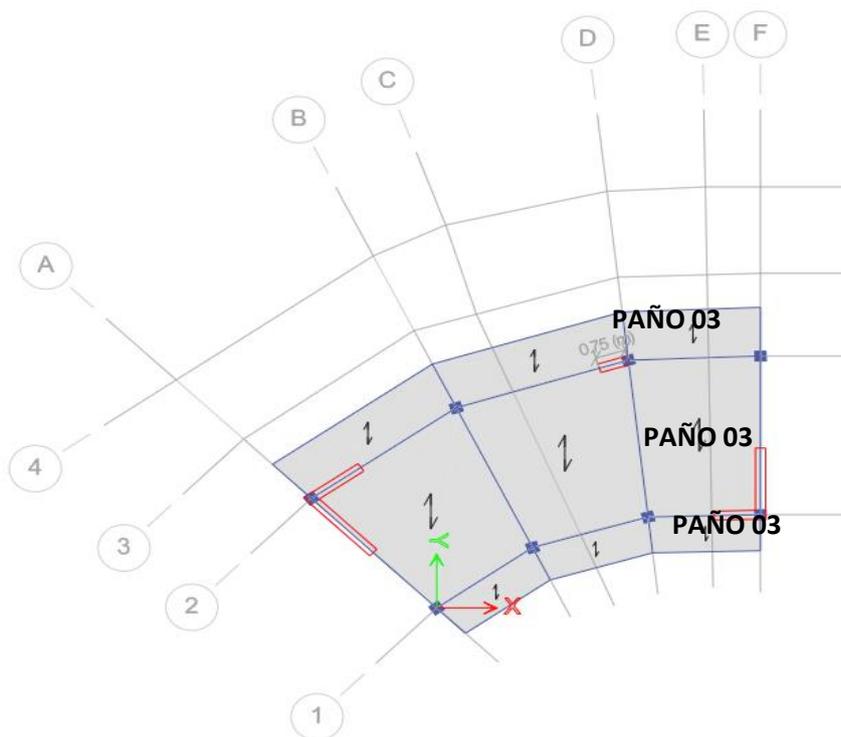


Figura 24. Diseño por flexión de losa aligerada-paño 03.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$f_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
$e\ losa =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$b =$	40 cm	Base

METRADO DE CARGAS

<u>Carga muerta</u>	220 kg/m ²
Peso propio:	300 kg/m ²
Tabiquería:	150 kg/m ²
Acabados:	100 kg/m ²
<u>Carga viva</u>	80 kg/m ²
Sobrecarga:	200 kg/m ²

CARGA ÚLTIMA

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$
$$W_u = 444 \text{ kg/m}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO POSITIVO)

Tramo 01

$$M_u = 0.09 \text{ Tn-m}$$
$$a \text{ (asumido)} = 0.08 \text{ cm}$$
$$a = 0.08 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$
$$A_s = 0.14 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ usar } 5/8'' = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

Tramo 02

$$M_u = 1.06 \text{ Tn-m}$$
$$a \text{ (asumido)} = 1.00 \text{ cm}$$
$$a = 1.00 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$
$$A_s = 1.70 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ final} = 1.70 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ usar } 5/8'' = 1.99 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

Tramo 03

$$M_u = 0.06 \text{ Tn-m}$$
$$a \text{ (asumido)} = 0.05 \text{ cm}$$
$$a = 0.05 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$
$$A_s = 0.09 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$
$$A_s \text{ usar } 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO NEGATIVO)

Apoyo 01

Mu =	<u>0.03</u>	Tn-m	
a (asumido)=	<u>0.03</u>	cm	
a =	0.03	cm	→ Cumple
As =	0.05	cm ²	
As min=	0.47	cm ²	
As final=	0.47	cm ²	
As usar 3/8 "	0.71	cm ²	→ Cumple

Apoyo 02

Mu =	<u>0.35</u>	Tn-m	
a (asumido)=	<u>0.33</u>	cm	
a =	0.33	cm	→ Cumple
As =	0.56	cm ²	
As min=	0.47	cm ²	
As final=	0.56	cm ²	
As usar 3/8"	0.71	cm ²	→ Cumple

Apoyo 03

Mu =	<u>0.35</u>	Tn-m	
a (asumido)=	<u>0.33</u>	cm	
a =	0.33	cm	→ Cumple
As =	0.56	cm ²	
As min=	0.47	cm ²	
As final=	0.56	cm ²	
As usar 3/8 "	0.71	cm ²	→ Cumple

Apoyo 04

Mu =	<u>0.02</u>	Tn-m	
a (asumido)=	<u>0.02</u>	cm	
a =	0.02	cm	→ Cumple
As =	0.03	cm ²	
As min=	0.47	cm ²	
As final=	0.47	cm ²	
As usar 3/8 "	0.71	cm ²	→ Cumple

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 01-4° PISO.

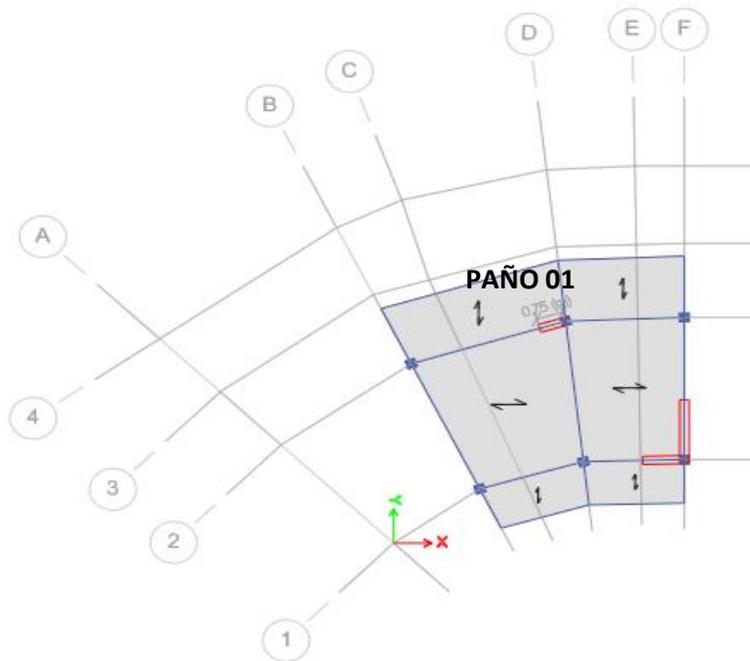


Figura 25. Diseño por flexión de losa aligerada-paño 01.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$f_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
e losa=	20 cm	Espesor de losa
d =	17 cm	Peralte efectivo
b =	40 cm	Base

METRADO DE CARGAS

<u>Carga muerta</u>	220 kg/m ²
Peso propio:	300 kg/m ²
Tabiquería:	150 kg/m ²
Acabados:	100 kg/m ²
<u>Carga viva</u>	80 kg/m ²
Sobrecarga:	200 kg/m ²

CARGA ÚLTIMA

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 444 \text{ kg/m}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO POSITIVO)

$$M_u = 0.21 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.19 \text{ cm}$$

$$a = 0.19 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO NEGATIVO)

$$M_u = 0.07 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.06 \text{ cm}$$

$$a = 0.06 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 0.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 02-4° PISO.

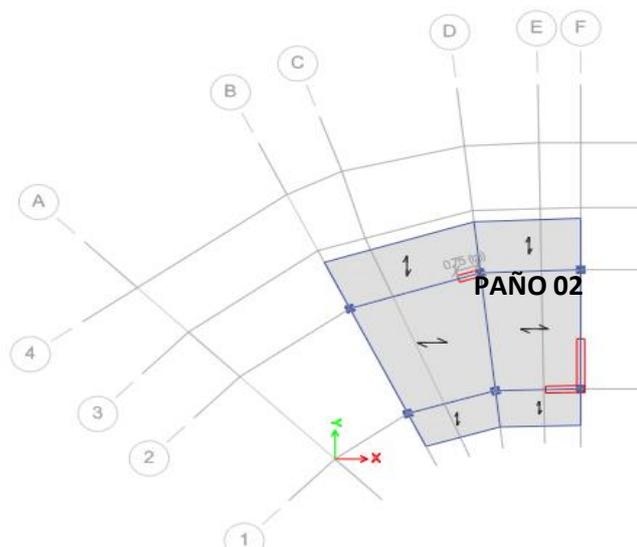


Figura 26. Diseño por flexión de losa aligerada-paño 02.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c = 210$ kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$f_y = 4200$ kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
e losa = 20 cm	Espesor de losa
$d = 17$ cm	Peralte efectivo
$b = 40$ cm	Base

METRADO DE CARGAS

Carga muerta 220 kg/m²

Peso propio: 300 kg/m²

Tabiquería: 150 kg/m²

Acabados: 100 kg/m²

Carga viva 80 kg/m²

Sobrecarga: 200 kg/m²

CARGA ÚLTIMA

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 444 \text{ kg/m}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO POSITIVO)

$$M_u = 0.19 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.17 \text{ cm}$$

$$a = 0.17 \text{ cm}$$

→ Cumple

$$A_s = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8 \text{ ''} = 0.71 \text{ cm}^2$$

→ Cumple

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO NEGATIVO)

$$M_u = 0.06 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.06 \text{ cm}$$

$$a = 0.06 \text{ cm}$$

→ Cumple

$$A_s = 0.10 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8 \text{ ''} = 0.71 \text{ cm}^2$$

→ Cumple

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 03-4° PISO.

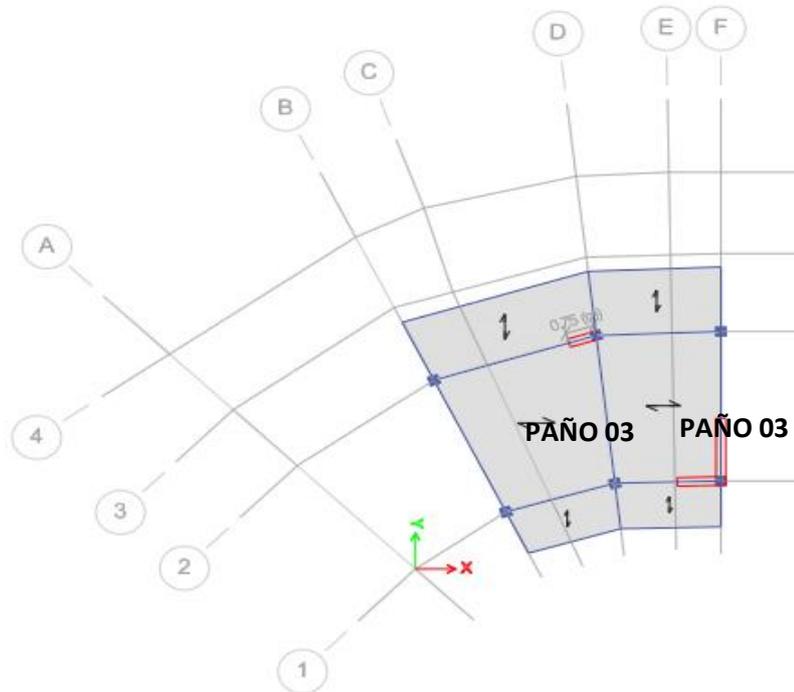


Figura 27. Diseño por flexión de losa aligerada-paño 03.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$f_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
e losa=	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$b =$	40 cm	Base

METRADO DE CARGAS

Carga muerta 220 kg/m²

Peso propio: 300 kg/m²

Tabiquería: 150 kg/m²

Acabados: 100 kg/m²

Carga viva 80 kg/m²

Sobrecarga: 200 kg/m²

CARGA ÚLTIMA

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 444 \text{ kg/m}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO POSITIVO)

Tramo 01

$$M_u = 0.68 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.64 \text{ cm}$$

$$a = 0.64 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 1/2 \text{ " } = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

Tramo 02

$$M_u = 0.23 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.21 \text{ cm}$$

$$a = 0.21 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8 \text{ " } = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO NEGATIVO)

Apoyo 01

$$M_u = 0.23 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.21 \text{ cm}$$

$$a = 0.21 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

$$A_s = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8 \text{ " } = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Cumple}$$

Apoyo 02

$$M_u = 0.86 \text{ Tn-m}$$

a (asumido) = $\frac{0.80}{\dots}$ cm
 $a = 0.80$ cm → Cumple
 $A_s = 1.37$ cm²
 $A_s \text{ min} = 0.47$ cm²

$A_s \text{ final} = 1.37$ cm²
 $A_s \text{ usar } 5/8'' = 1.99$ cm² → Cumple

Apoyo 03

$M_u = \frac{0.08}{\dots}$ Tn-m

a (asumido) = $\frac{0.07}{\dots}$ cm
 $a = 0.07$ cm → Cumple
 $A_s = 0.12$ cm²
 $A_s \text{ min} = 0.47$ cm²

$A_s \text{ final} = 0.47$ cm²
 $A_s \text{ usar } 3/8'' = 0.71$ cm² → Cumple

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 04-4° PISO.

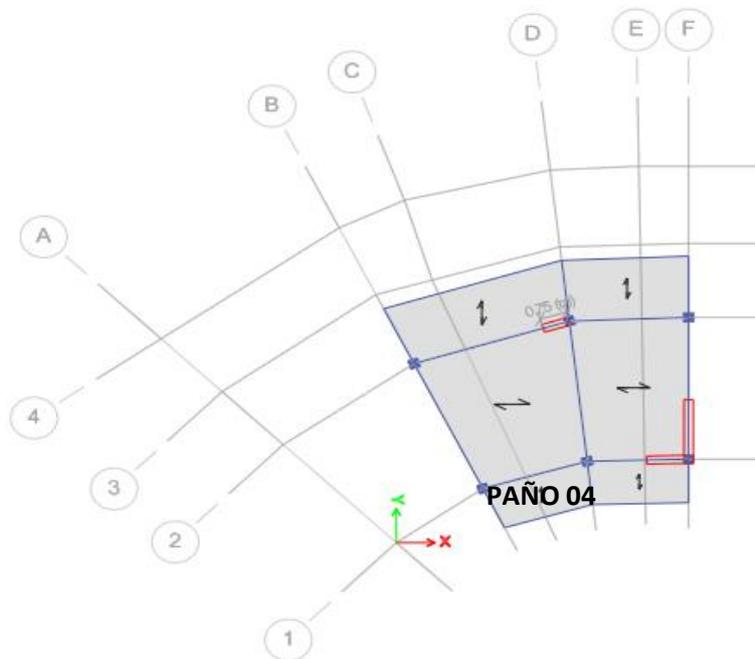


Figura 28. Diseño por flexión de losa aligerada-paño 04.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$f_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
$e losa =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$b =$	40 cm	Base

METRADO DE CARGAS

Carga muerta 220 kg/m²

Peso propio: 300 kg/m²

Tabiquería: 150 kg/m²

Acabados: 100 kg/m²

Carga viva 80 kg/m²

Sobrecarga: 200 kg/m²

CARGA ÚLTIMA

$W_u = 1.4CM + 1.7CV$

$W_u = 444$ kg/m

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO POSITIVO)

$M_u = 0.07$ Tn-m

a (asumido) = 0.06 cm

$a = 0.06$ cm → Cumple

$A_s = 0.11$ cm²

$A_{s \text{ min}} = 0.47$ cm²

$A_{s \text{ final}} = 0.47$ cm²

$A_{s \text{ usar } 3/8''} = 0.71$ cm² → Cumple

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO NEGATIVO)

$M_u = 0.02$ Tn-m

a (asumido) = 0.02 cm

$a = 0.02$ cm → Cumple

$A_s = 0.04$ cm²

$A_{s \text{ min}} = 0.47$ cm²

$A_{s \text{ final}} = 0.47$ cm²

$A_{s \text{ usar } 3/8''} = 0.71$ cm² → Cumple

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 05-4° PISO.

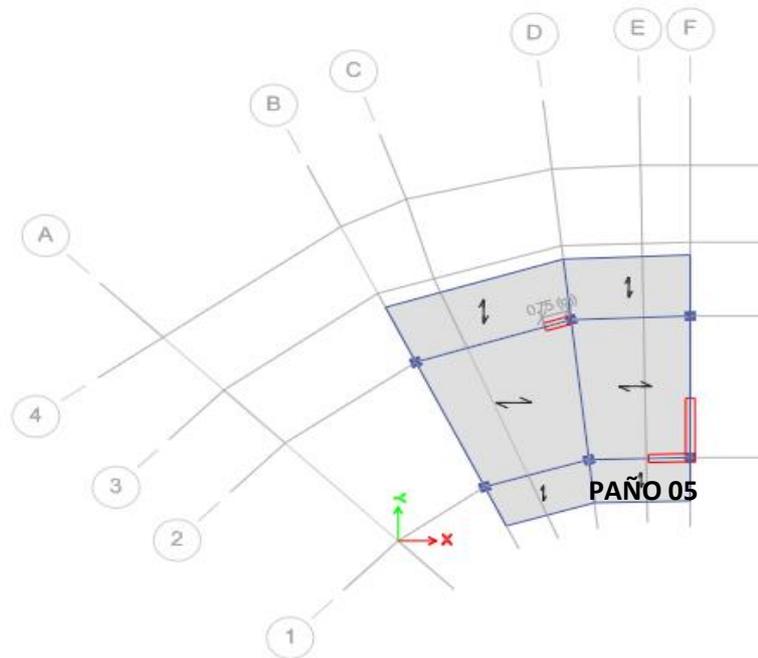


Figura 29. Diseño por flexión de losa aligerada-paño 05.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$f_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
e losa=	20 cm	Espesor de losa
d =	17 cm	Peralte efectivo
b =	40 cm	Base

METRADO DE CARGAS

Carga muerta 220 kg/m²

Peso propio: 300 kg/m²

Tabiquería: 150 kg/m²

Acabados: 100 kg/m²

Carga viva 80 kg/m²

Sobrecarga: 200 kg/m²

CARGA ÚLTIMA

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 444 \text{ kg/m}$$

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO POSITIVO)

$$M_u = 0.07 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.06 \text{ cm}$$

$$a = 0.06 \text{ cm}$$

→ Cumple

$$A_s = 0.11 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8 \text{ ''} = 0.71 \text{ cm}^2$$

→ Cumple

ACERO LONGITUDINAL (MOMENTO NEGATIVO)

$$M_u = 0.02 \text{ Tn-m}$$

$$a \text{ (asumido)} = 0.02 \text{ cm}$$

$$a = 0.02 \text{ cm}$$

→ Cumple

$$A_s = 0.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ final} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ usar } 3/8 \text{ ''} = 0.71 \text{ cm}^2$$

→ Cumple

7.1.2. Diseño por corte.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 01-1° PISO.

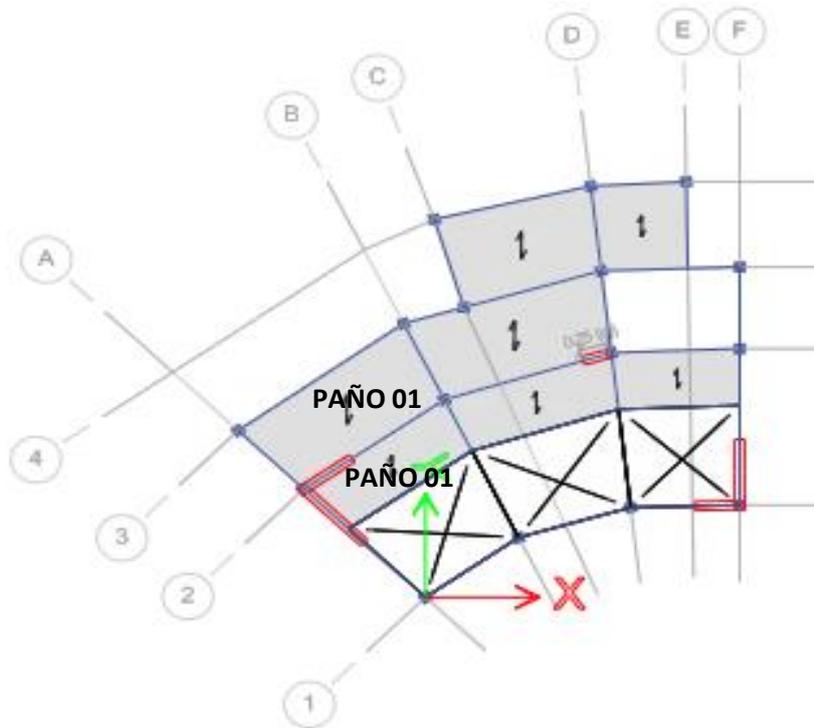


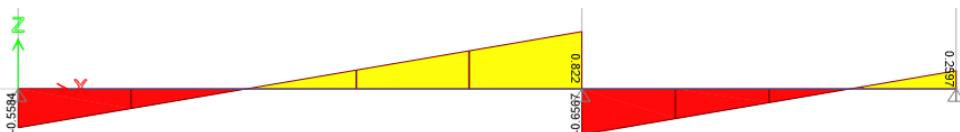
Figura 30. Diseño por corte de losa aligerada-paño 01.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
e losa=	20 cm	Espesor de losa
d =	17 cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.85	Factor de reducción por cortante

FUERZAS CORTANTES



RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$Vu = 0.822 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f_c} bd$$

$$\phi Vc = 1.2208 \text{ Tn}$$

¿ $\phi Vc \geq Vu$? Cumple, entonces no se usará ensanche.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 02-1° PISO

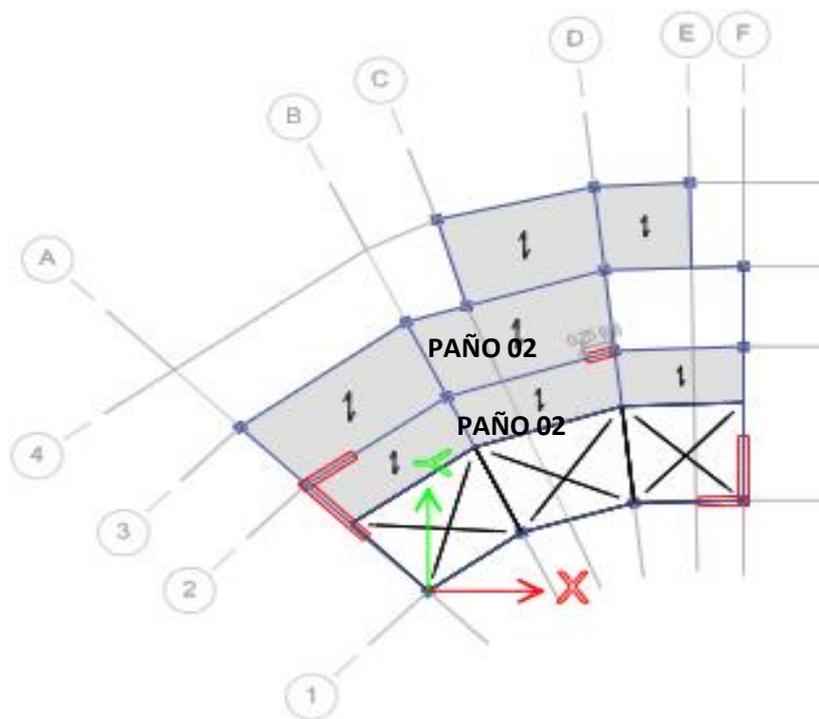


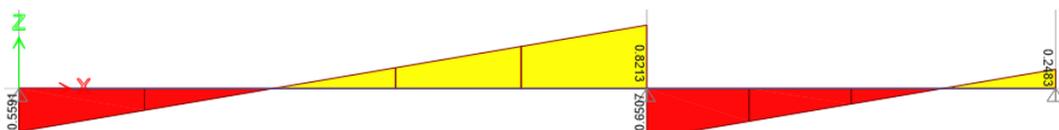
Figura 31. Diseño por corte de losa aligerada-paño 02.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$e \text{ losa} =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.85	Factor de reduccion por cortante

FUERZAS CORTANTES



RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$V_u = 0.8213 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f_c} b d$$
$$\phi V_c = 1.2208 \text{ Tn}$$

¿ $\phi V_c \geq V_u$? Cumple, entonces no se usará ensanche.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 03-1° PISO

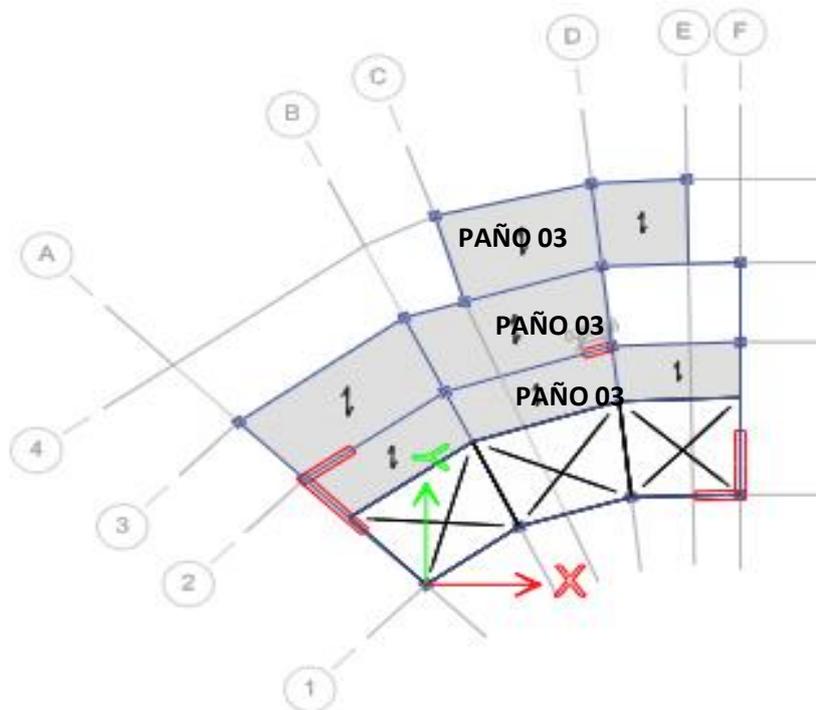


Figura 32. Diseño por corte de losa aligerada-paño 03.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'_c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
$e \text{ losa} =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo

$$\phi = 0.85$$

Factor de reducción por cortante

FUERZAS CORTANTES



RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$V_u = 0.8994 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

$$\phi V_c = 1.2208 \text{ Tn}$$

$$\text{¿} \phi V_c \geq V_u \text{?}$$

Cumple, entonces no se usará ensanche.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 04-1° PISO

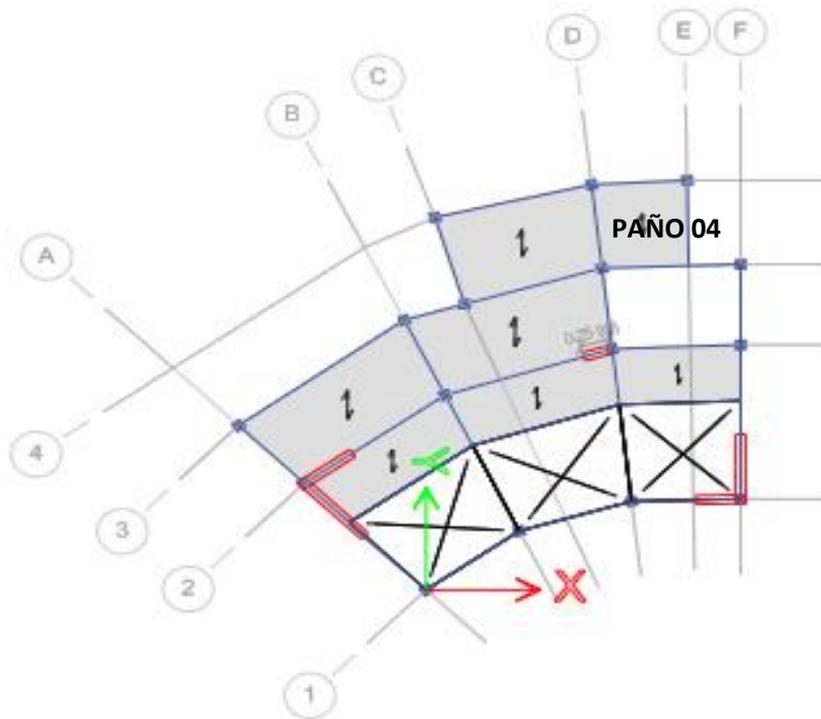


Figura 33. Diseño por corte de losa aligerada-paño 04.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$e\text{ losa} =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.85	Factor de reducci3n por cortante

FUERZAS CORTANTES



RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$Vu = 0.7076 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} bd$$

$$\phi Vc = 1.2208 \text{ Tn}$$

$\phi Vc \geq Vu$? Cumple, entonces no se usará ensanche.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 05-1° PISO

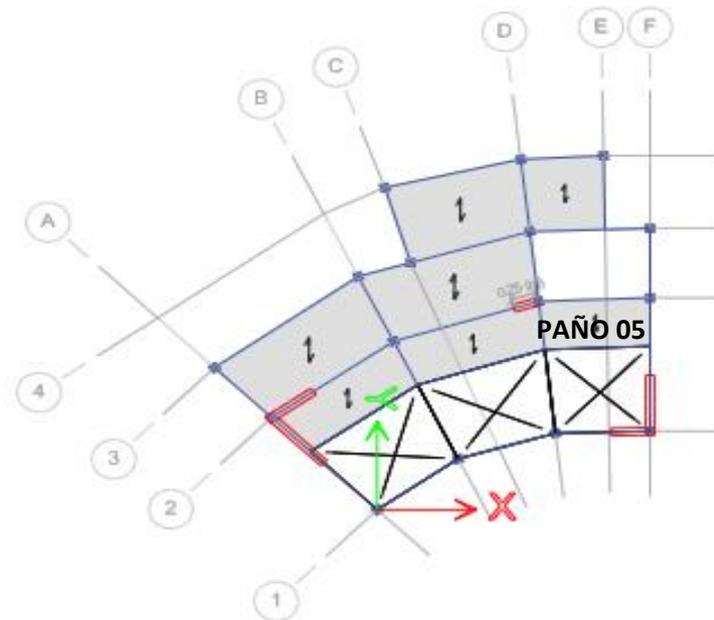


Figura 34. Diseño por corte de losa aligerada-paño 05.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$e\ losa =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.85	Factor de reducci3n por cortante

FUERZAS CORTANTES



RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$Vu = 0.4698 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc = 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

$$\phi Vc = 1.2208 \text{ Tn}$$

$\phi Vc \geq Vu$? Cumple, entonces no se usará ensanche.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 01-2° Y 3° PISO

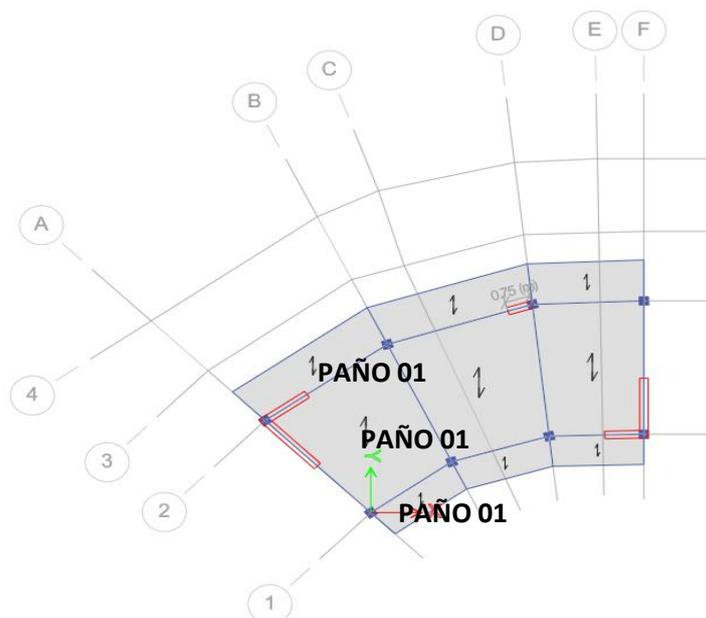


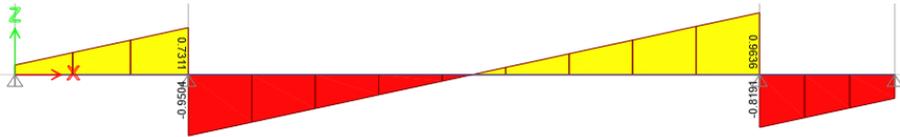
Figura 35. Diseño por corte de losa aligerada-paño 01.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$e losa =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.85	Factor de reducci3n por cortante

FUERZAS CORTANTES



RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$Vu = 0.9636 \text{ Tn}$$

$$\phi 0.53 \sqrt{f'_c} bd$$

$$\phi Vc =$$

$$\phi Vc = 1.2208 \text{ Tn}$$

$\phi Vc \geq Vu$? Cumple, entonces no se usará ensanche.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 02-2° Y 3° PISO

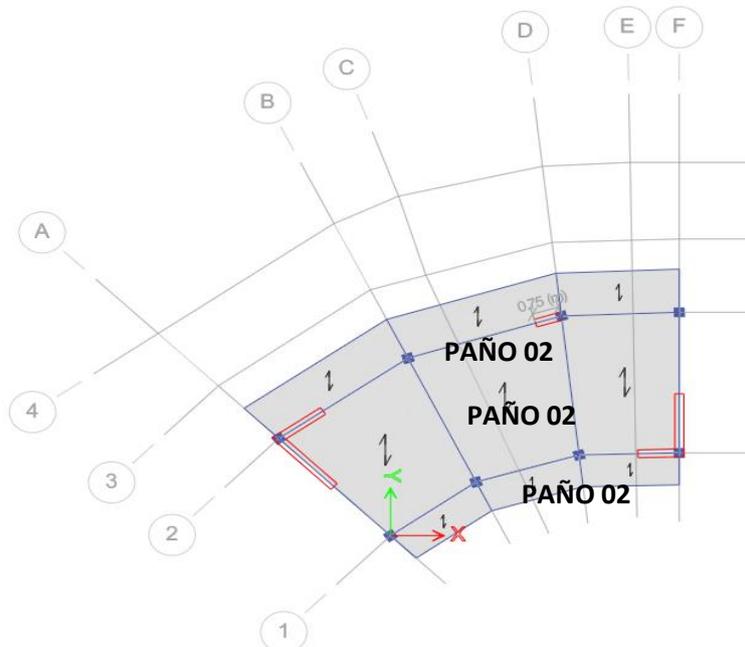


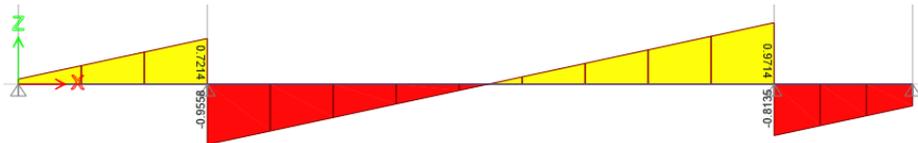
Figura 36. Diseño por corte de losa aligerada-paño 02.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$e \text{ losa} =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.85	Factor de reducci3n por cortante

FUERZAS CORTANTES



RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$Vu = 0.9714 \text{ Tn}$$

$$\phi 0.53 \sqrt{f'_c} bd$$

$$\phi Vc =$$

$$\phi Vc = 1.2208 \text{ Tn}$$

$\phi Vc \geq Vu$? Cumple, entonces no se usará ensanche.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 03-2° Y 3° PISO

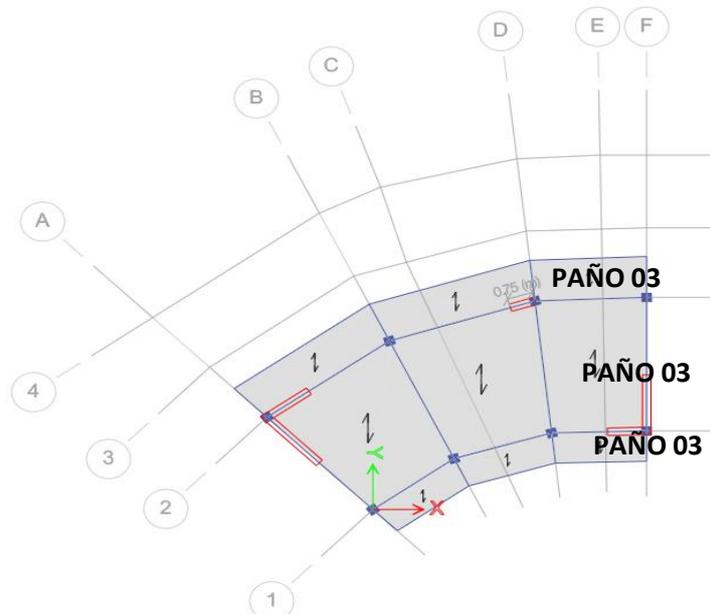


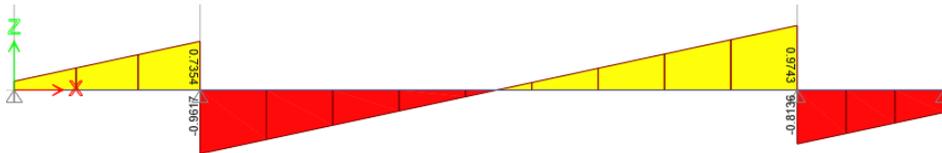
Figura 37. Diseño por corte de losa aligerada-paño 03.

Fuente: Etab.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
e losa =	20 cm	Espesor de losa
d =	17 cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.85	Factor de reducci3n por cortante

FUERZAS CORTANTES



RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$Vu = 0.9743 \text{ Tn}$$

$$\phi 0.53 \sqrt{f'_c} bd$$

$$\phi Vc =$$

$$1.2208 \text{ Tn}$$

$\phi Vc \geq Vu$? Cumple, entonces no se usar3 ensanche.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 01-4° PISO

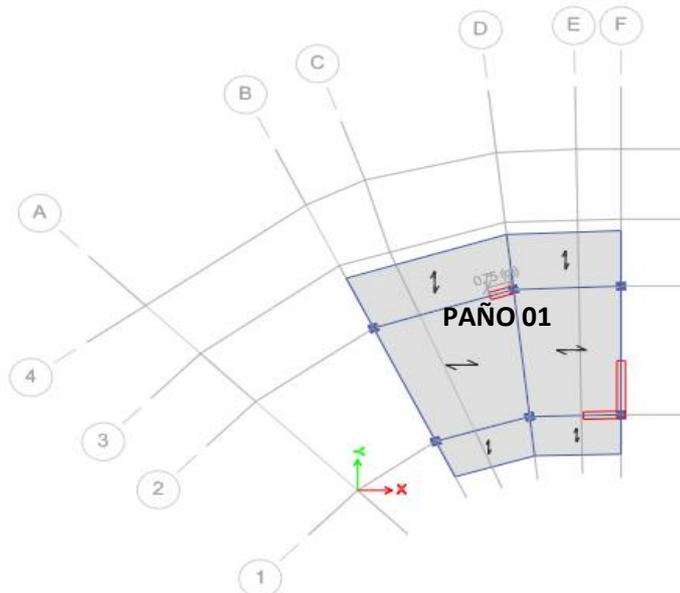


Figura 38. Diseo por corte de losa aligerada-paño 01.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$e\text{ losa} =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.85	Factor de reducci3n por cortante

FUERZAS CORTANTES



RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$V_u = 0.4307 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

$$\phi V_c = 1.2208 \text{ Tn}$$

$\phi V_c \geq V_u$ Cumple, entonces no se usará ensanche.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 02-4° PISO

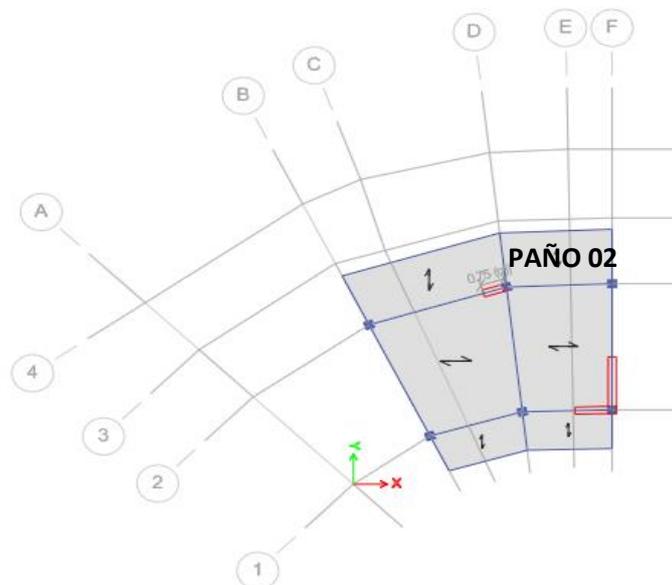


Figura 39. Diseño por corte de losa aligerada-paño 02.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$e\ losa =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.85	Factor de reducci3n por cortante

FUERZAS CORTANTES



RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$V_u = 0.4085 \text{ Tn}$$

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

$$\phi V_c = 1.2208 \text{ Tn}$$

$\phi V_c \geq V_u$? Cumple, entonces no se usará ensanche.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 03-4° PISO

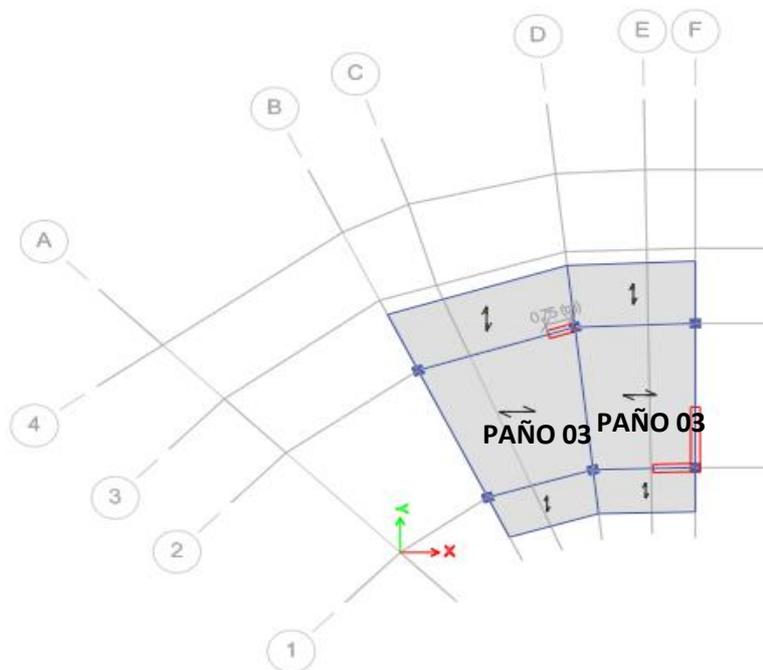


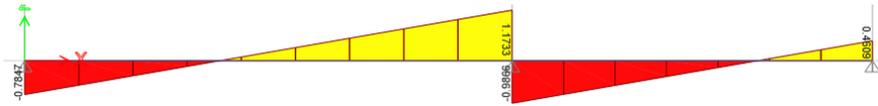
Figura 40. Diseño por corte de losa aligerada-paño 03.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
e losa=	20 cm	Espesor de losa
d =	17 cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.85	Factor de reducci3n por cortante

FUERZAS CORTANTES



RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$Vu = 1.1733 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi Vc = 1.2208 \text{ Tn}$$

$\phi Vc \geq Vu$? Cumple, entonces no se usar3 ensanche.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 04-4° PISO

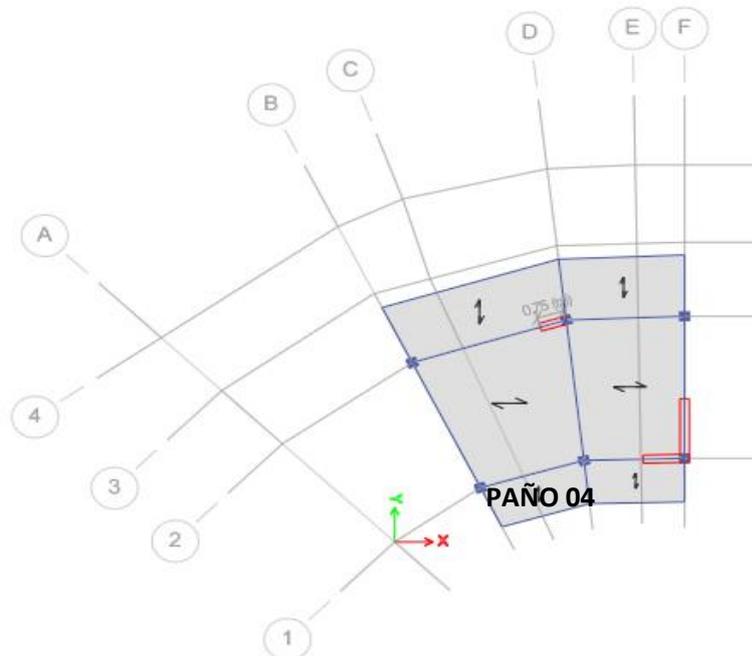


Figura 41. Diseo por corte de losa aligerada-paño 04.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$e\ losa =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.85	Factor de reducci3n por cortante

FUERZAS CORTANTES



RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$Vu = 0.262 \text{ Tn}$$

$$\phi Vc = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

$$\phi Vc = 1.2208 \text{ Tn}$$

$\phi Vc \geq Vu$? Cumple, entonces no se usar3a ensanche.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA: PAÑO 05-4° PISO

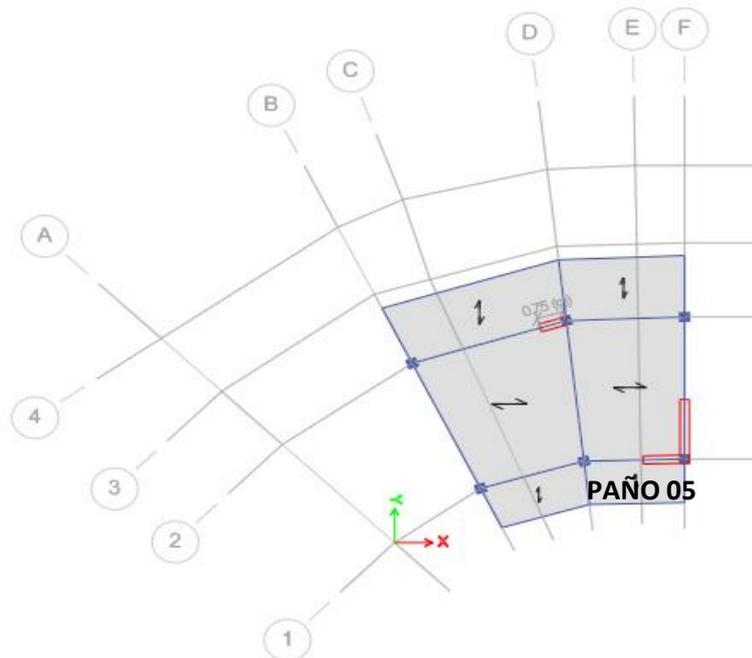


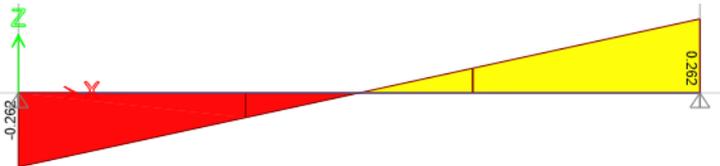
Figura 42. Diseo por corte de losa aligerada-paño 05.

Fuente: Etabs.

DATOS DE LOS MATERIALES

$f'c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresion del concreto
$e\ losa =$	20 cm	Espesor de losa
$d =$	17 cm	Peralte efectivo
$\phi =$	0.85	Factor de reducci3n por cortante

FUERZAS CORTANTES



RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$V_u = 0.262 \text{ Tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

$$\phi V_c = 1.2208 \text{ Tn}$$

$\phi V_c \geq V_u$ Cumple, entonces no se usar3 ensanche.

7.2. Diagrama de Momentos Flectores

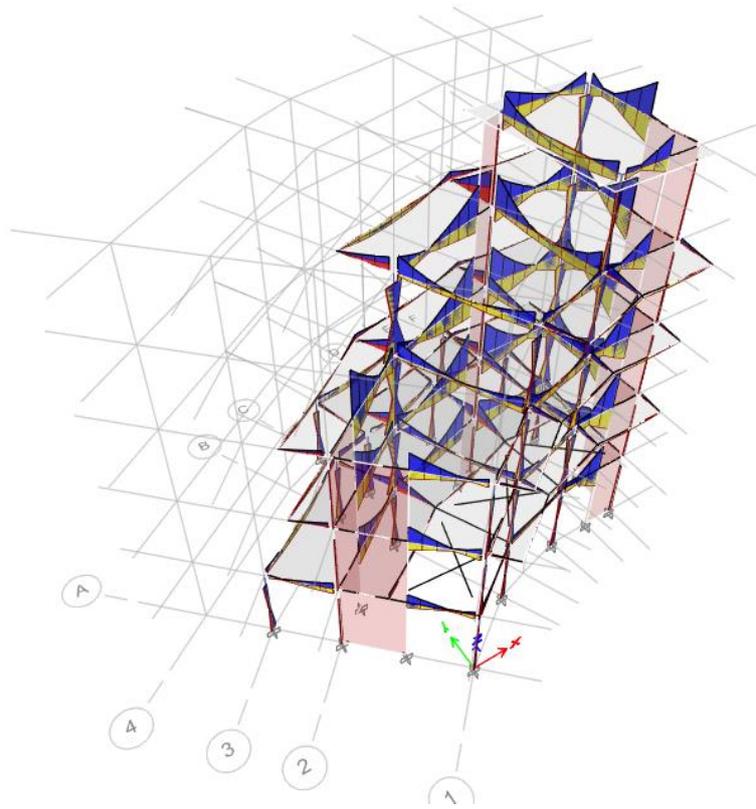


Figura 43. Diagrama de momentos flectores: Estructura en 3D.

Fuente: Etabs.

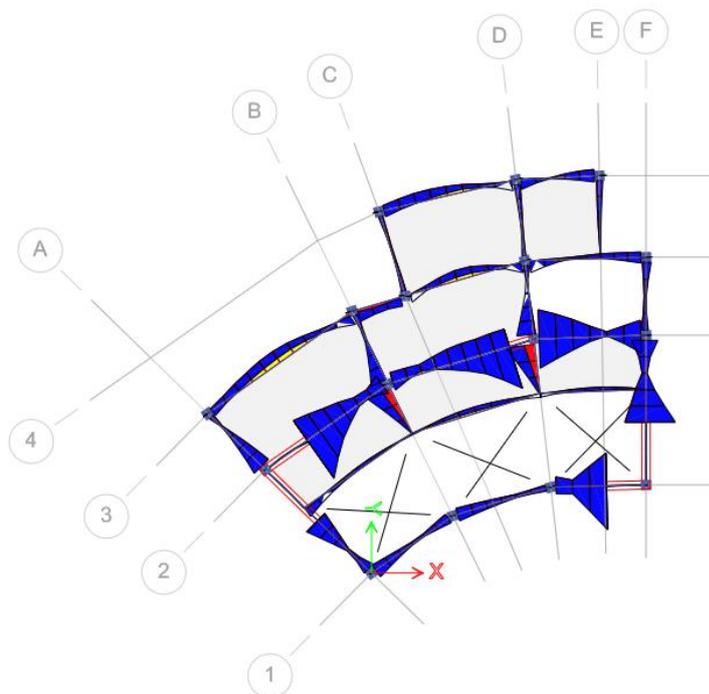


Figura 44. Diagrama de momentos flectores: 1° piso.

Fuente: Etabs.

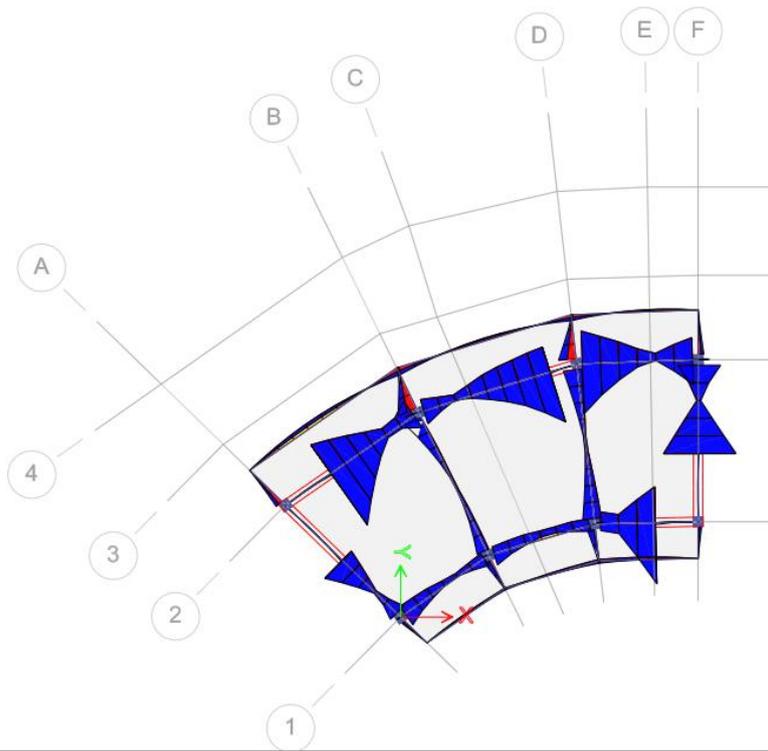


Figura 45. Diagrama de momentos flectores: 2º piso.

Fuente: Etabs.

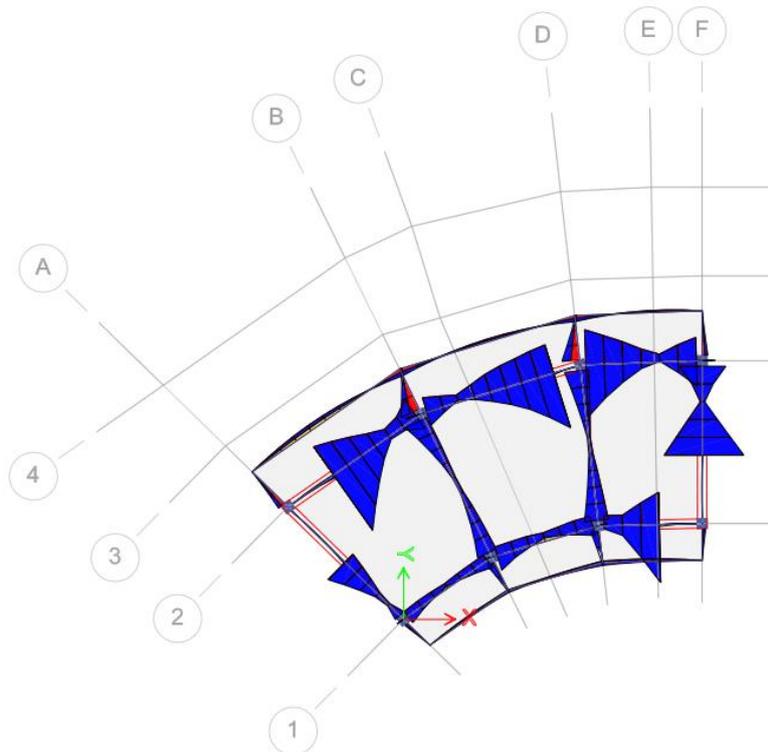


Figura 46. Diagrama de momentos flectores: 3º piso.

Fuente: Etabs.

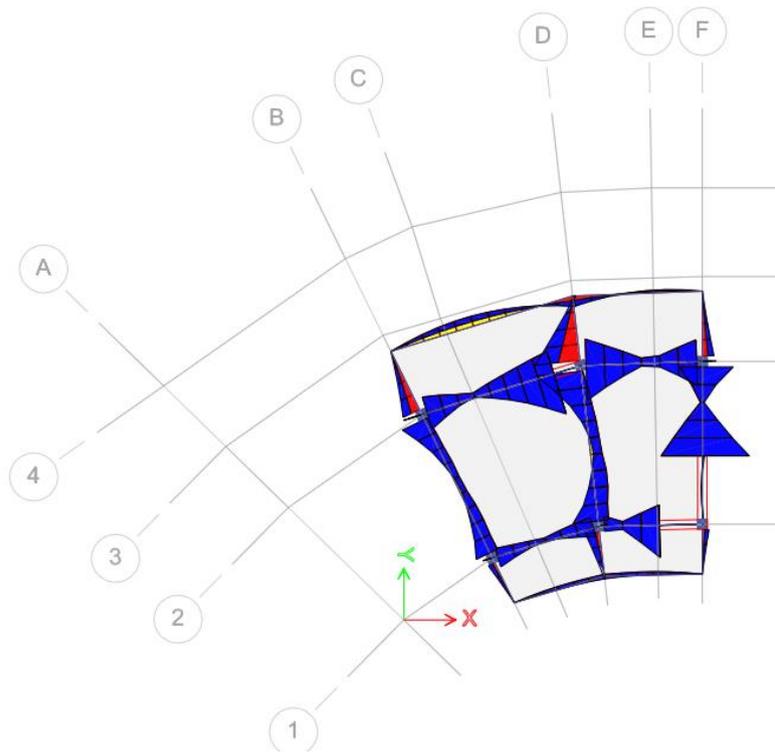


Figura 47. Diagrama de momentos flectores: 4º piso.

Fuente: Etabs.

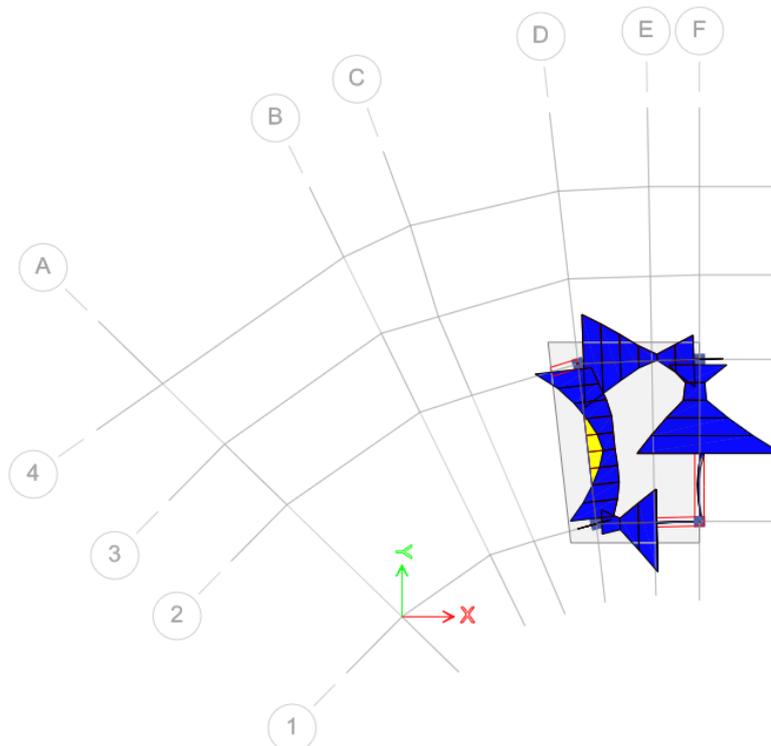


Figura 48. Diagrama de momentos flectores: 5º piso.

Fuente: Etabs.

7.3. Diagramas de Fuerzas Cortantes

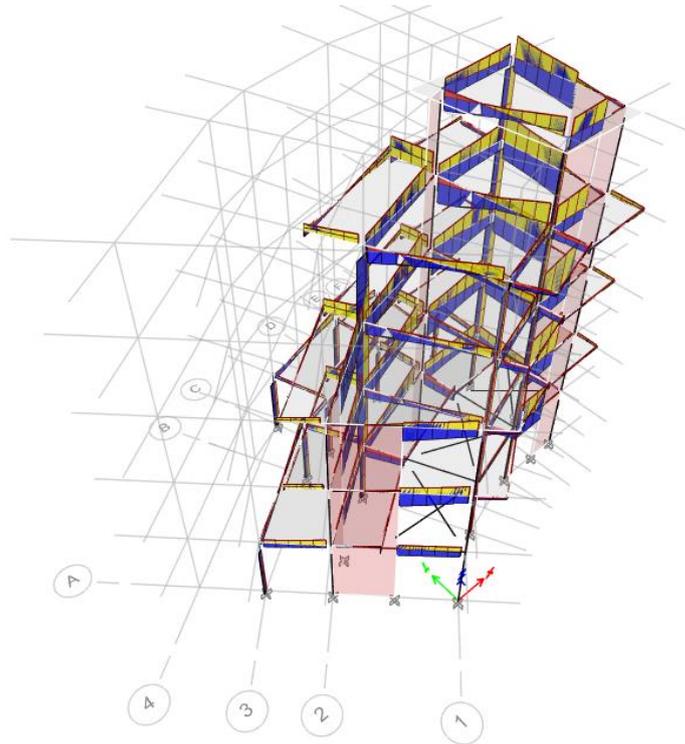


Figura 49. Diagrama de fuerzas cortantes: Estructura en 3D.

Fuente: Etabs.

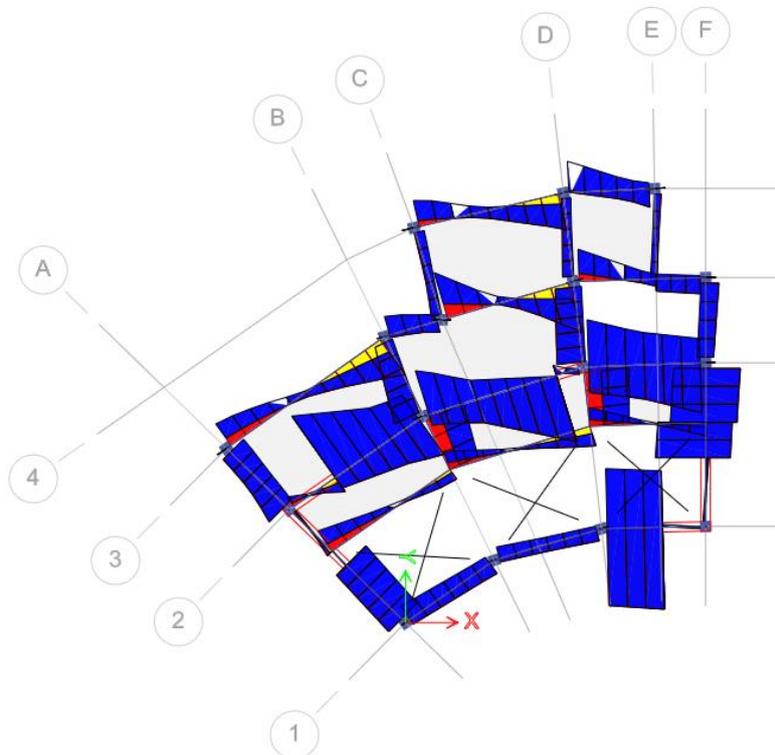


Figura 50. Diagrama de fuerzas cortantes: 1° piso.

Fuente: Etabs.

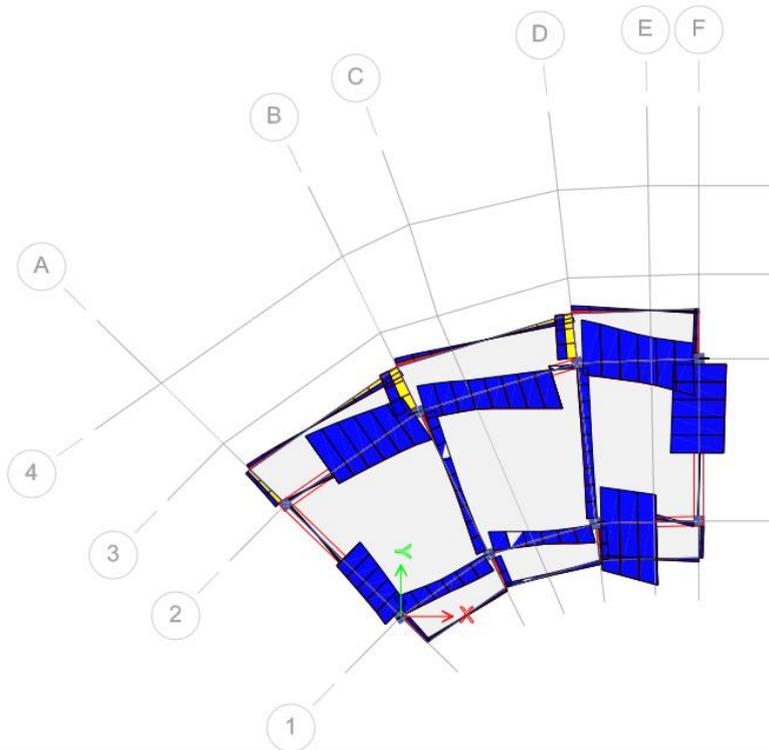


Figura 51. Diagrama de fuerzas cortantes: 2º piso.

Fuente: Etabs.

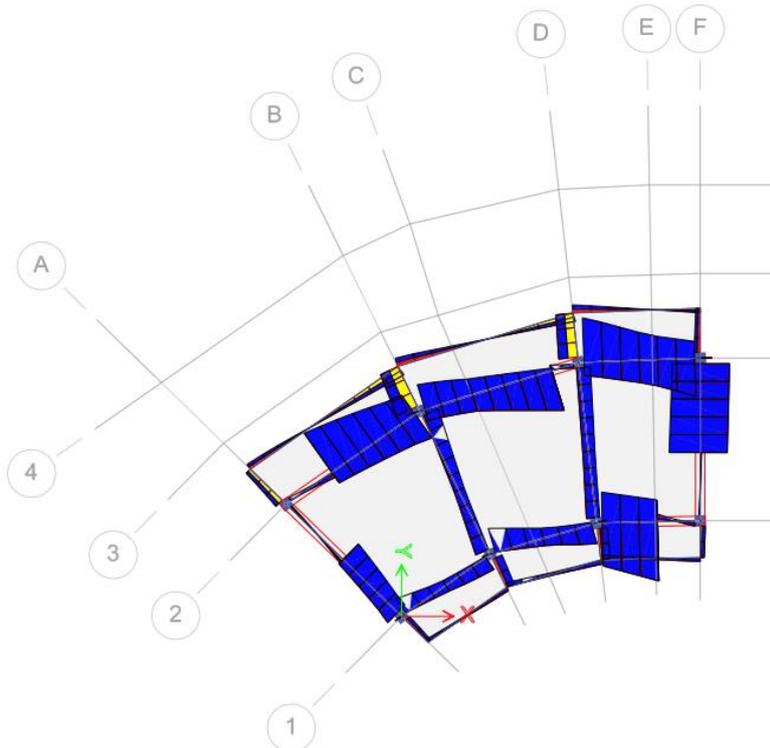


Figura 52. Diagrama de fuerzas cortantes: 3º piso.

Fuente: Etabs.

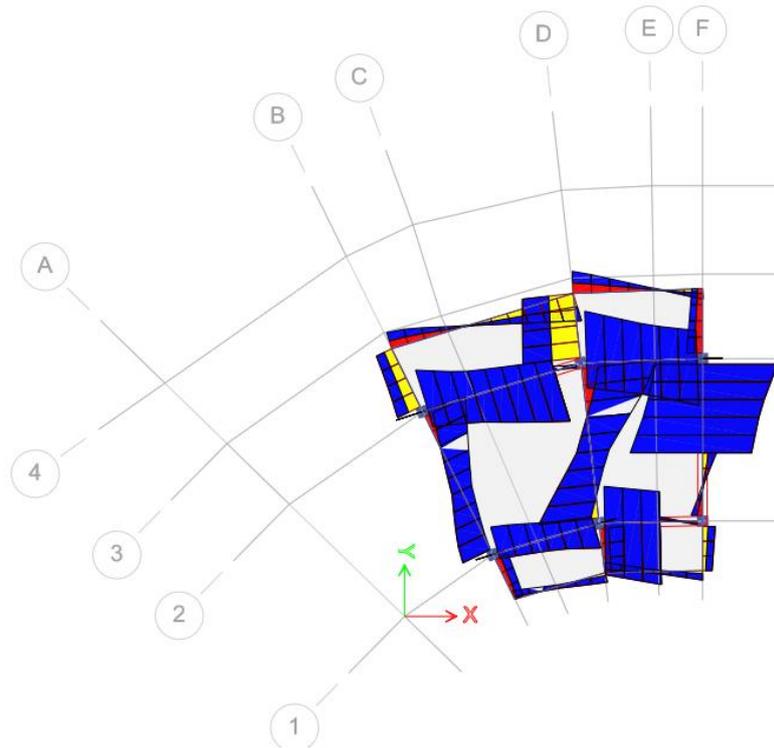


Figura 53. Diagrama de fuerzas cortantes: 4º piso.

Fuente: Etabs.

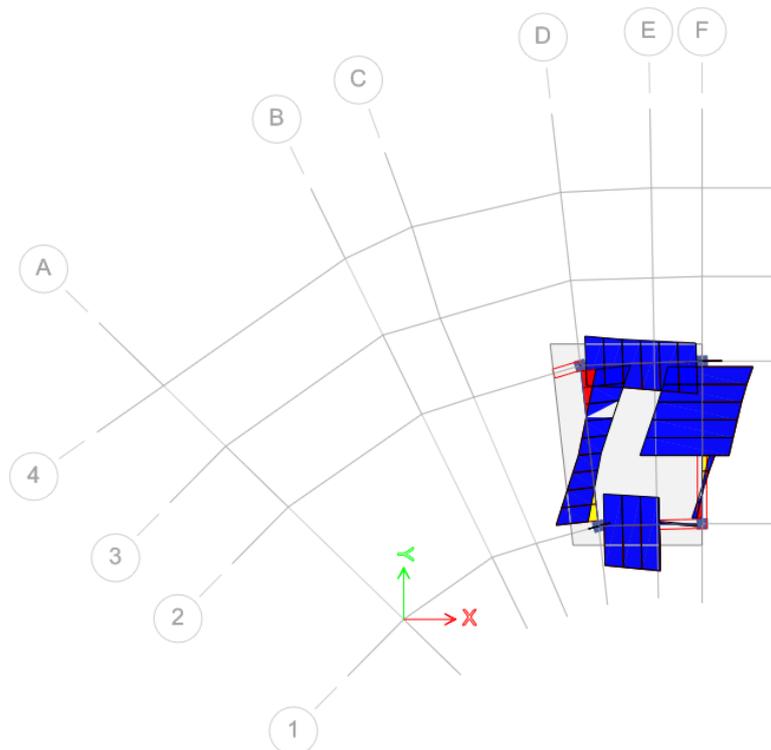


Figura 54. Diagrama de fuerzas cortantes: 5º piso.

Fuente: Etabs.

7.4. Diseño de las Vigas

7.4.1. Diseño por flexión

7.4.1.1. Pórtico A

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS-NORMA E.060

DATOS DEL MATERIAL

f'c=	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
f'y=	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
β1=	0.85	Factor de bloque rectangular equivalente

RNE-E.060 10.2.7.3	Para f'c entre 17 y 28 Mpa, el factor β1 se debe tomar como 0.85. Para f'c mayor o igual a 56 Mpa, β1 se debe tomar como 0.65. Para f'c entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.
-------------------------------	---

DATOS DE LA GEOMETRÍA

Simple capa

b=	30	cm	Base de la viga
h=	40	cm	Peralte de la viga
r=	4	cm	Recubrimiento
\varnothing_L	5/8"		Díámetro de prueba
\varnothing_B	3/8"		Díámetro de estribo
d=	34.25375	cm	Peralte efectivo

CUANTÍAS Y ACEROS LÍMITES

Zona: **No
sísmica**

pmin=	0.0033	Cuantía mínima de acero
pb=	0.0213	Cuantía balanceada de acero
pmax	0.0159	Cuantía máxima de acero
As mín=	3.4254	Área de acero mínimo
As máx=	16.3776	Área de acero máximo

DISEÑO A FLEXIÓN

φ=	0.9	Factor de reducción de resistencia a flexión
Ig=	160000.00	cm ⁴ Momento de inercia de la sección bruta
Fr=	28.98	kg/cm ² Momento de ruptura del concreto
Mcr=	2.32	T-m Momento de agrietamiento

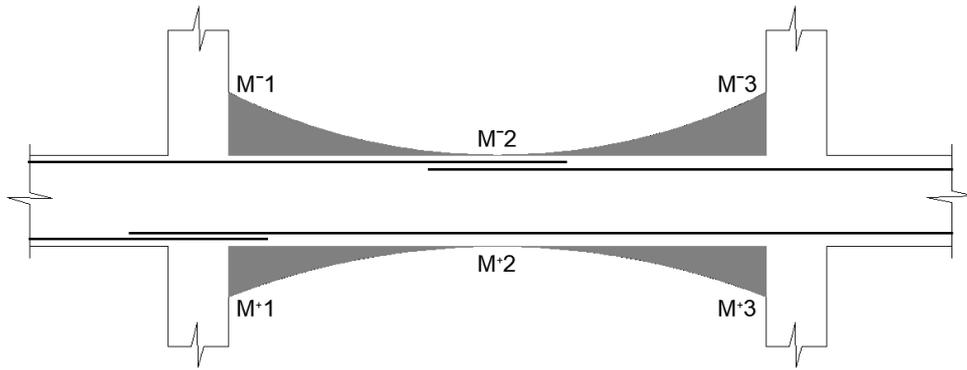


Figura 55. Diseño a flexión.

Fuente: Etabs.

Tabla 9. EJE A: 3-2.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	As final (cm ²)
M ⁻ 1	0.7711	0.5997	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M ⁻ 2	0.8147	0.6338	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M ⁻ 3	3.0560	2.4277	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M ⁺ 1	0.8330	0.6482	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M ⁺ 2	1.4620	1.1441	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M ⁺ 3	2.7976	2.2169	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10. Verificación.

p	p _{máx} > p	Mn (T-m)	φMn > 1.2 M _{cr}
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11. EJE A: 2-1.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	As final (cm ²)
M ⁻ 1	4.5483	3.6667	Ok	3/4"	2	5/8"	7.70
M ⁻ 2	0.7620	0.5925	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M ⁻ 3	1.5061	1.1791	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M ⁺ 1	2.9032	2.3029	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M ⁺ 2	0.6747	0.5242	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M ⁺ 3	2.1896	1.7252	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 12. Verificación.

ρ	$\rho_{\text{máx}} > \rho$	M_n (T-m)	$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$
0.0075	OK	9.0910	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.2. Pórtico B

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS-NORMA E.060

DATOS DEL MATERIAL

$f'c=$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
$f'y=$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
$\beta_1=$	0.85	Factor de bloque rectangular equivalente

RNE-E.060 10.2.7.3	Para $f'c$ entre 17 y 28 Mpa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para $f'c$ mayor o igual a 56 Mpa, β_1 se debe tomar como 0.65. Para $f'c$ entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.
-------------------------------------	---

DATOS DE LA GEOMETRÍA

Simple capa

$b=$	30 cm	Base de la viga
$h=$	40 cm	Peralte de la viga
$\phi_L r=$	4 cm	Recubrimiento
$\phi_B =$	5/8"	Diámetro de prueba
$=$	3/8"	Diámetro de estribo
$d=$	34.25375 cm	Peralte efectivo

CUANTÍAS Y ACEROS LÍMITES

Zona: No sísmica

$\rho_{\text{min}}=$	0.0033	Cuantía mínima de acero
$\rho_b=$	0.0213	Cuantía balanceada de acero
ρ_{max}	0.0159	Cuantía máxima de acero
$A_s \text{ mín}=$	3.4254	Área de acero mínimo

As máx= 16.3776

Área de acero
máximo

DISEÑO A FLEXIÓN

$\phi=$ 0.9
 $I_g=$ 160000.00 cm⁴
 $Fr=$ 28.98 kg/cm²
 $M_{cr}=$ 2.32 T-m

Factor de reducción de resistencia a flexión
 Momento de inercia de la sección bruta
 Momento de ruptura del concreto
 Momento de agrietamiento

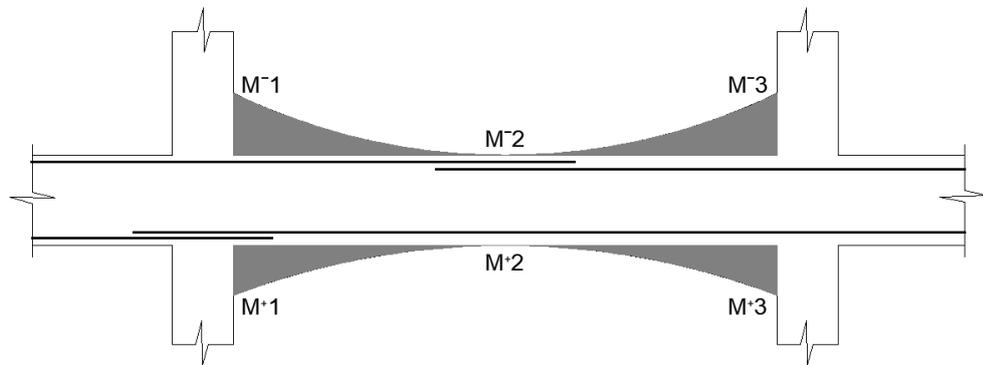


Figura 56. Diseño a flexión.

Fuente: Etabs.

Tabla 13. EJE B: 3-2.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	As final (cm ²)
M⁻ 1	0.4687	0.3635	As mín	3/4"	2	5/8"	5.70
M⁻ 2	1.1881	0.9274	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻ 3	4.7282	3.8187	Ok	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁺ 1	1.2676	0.9902	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺ 2	0.0648	0.0501	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺ 3	0.0100	0.0077	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14. Verificación

p	p _{máx} > p	Mn (T-m)	ϕMn > 1.2 M _{cr}
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 15. EJE B: 2-2'.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	As final (cm ²)
M⁻ 1	7.2242	5.9902	Ok	3/4"	2	5/8"	7.70
M⁻ 2	3.8318	3.0671	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻ 3	0.1627	0.1258	As mín	3/4"	2	5/8"	5.70
M⁺ 1	2.6240	2.0759	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺ 2	1.3613	1.0643	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺ 3	0.0434	0.0335	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 16. Verificación.

p	pmáx > p	Mn (T-m)	φMn > 1.2 M _{cr}
0.0075	OK	9.0910	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.3. Pórtico C

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS-NORMA E.060

DATOS DEL MATERIAL

f'c=	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
f'y=	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
β1=	0.85	Factor de bloque rectangular equivalente

RNE-E.060 10.2.7.3	Para f'c entre 17 y 28 Mpa, el factor β1 se debe tomar como 0.85. Para f'c mayor o igual a 56 Mpa, β1 se debe tomar como 0.65. Para f'c entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.
-------------------------------	---

DATOS DE LA GEOMETRÍA

Simple capa

b=	30	cm	Base de la viga
h=	40	cm	Peralte de la viga
Ø_L r= Ø_B	4	cm	Recubrimiento

= 5/8" Diámetro de prueba
 = 3/8" Diámetro de estribo
d= 34.25375 cm Peralte efectivo

CUANTÍAS Y ACEROS LÍMITES

Zona: **No sísmica**

pmin= 0.0033 Cuantía mínima de acero
pb= 0.0213 Cuantía balanceada de acero
pmax 0.0159 Cuantía máxima de acero
As mín= 3.4254 Área de acero mínimo
As máx= 16.3776 Área de acero máximo

DISEÑO A FLEXIÓN

ϕ = 0.9 Factor de reducción de resistencia a flexión
Ig= 160000.00 cm⁴ Momento de inercia de la sección bruta
Fr= 28.98 kg/cm² Momento de ruptura del concreto
Mcr= 2.32 T-m Momento de agrietamiento

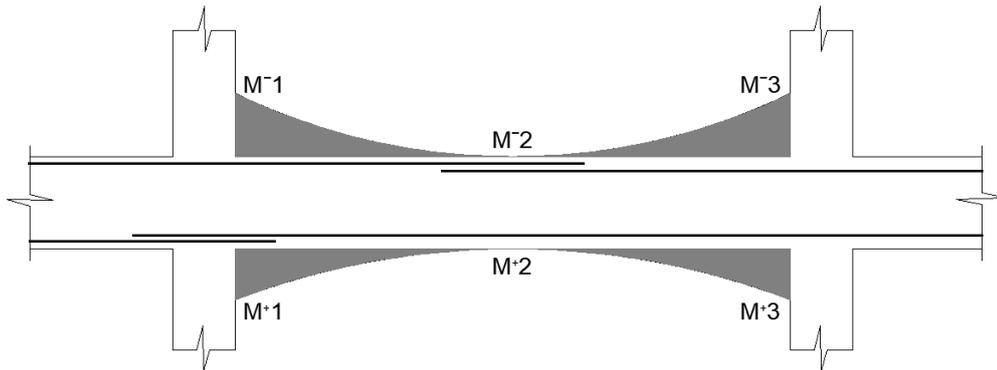


Figura 57. Diseño a flexión.

Fuente: Etabs.

Tabla 17. EJE C: 3-4.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	As final (cm ²)
M⁻1	0.7038	0.5470	As mín	3/4"	2	5/8"	5.70
M⁻2	0.0791	0.0611	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻3	0.6387	0.4961	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁺1	0.5947	0.4617	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺2	0.4854	0.3765	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺3	0.6829	0.5306	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18. Verificación.

ρ	$\rho_{\text{máx}} > \rho$	M_n (T-m)	$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.4. Pórtico D.

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS-NORMA E.060

DATOS DEL MATERIAL

$f'_c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
$f'_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
$\beta_1 =$	0.85	Factor de bloque rectangular equivalente

RNE-E.060 10.2.7.3	Para f'_c entre 17 y 28 Mpa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para f'_c mayor o igual a 56 Mpa, β_1 se debe tomar como 0.65. Para f'_c entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.
-------------------------------------	--

DATOS DE LA GEOMETRÍA

Simple capa

$b =$	30	cm	Base de la viga
$h =$	40	cm	Peralte de la viga
$\phi_L r =$	4	cm	Recubrimiento
$\phi_B =$	5/8"		Diámetro de prueba
$=$	3/8"		Diámetro de estribo
$d =$	34.25375	cm	Peralte efectivo

CUANTÍAS Y ACEROS LÍMITES

Zona: **No sísmica**

$\rho_{\text{min}} =$	0.0033	Cuantía mínima de acero
$\rho_b =$	0.0213	Cuantía balanceada de acero
$\rho_{\text{max}} =$	0.0159	Cuantía máxima de acero
$A_s \text{ mín} =$	3.4254	Área de acero mínimo
$A_s \text{ máx} =$	16.3776	Área de acero máximo

DISEÑO A FLEXIÓN

$\phi =$	0.9	Factor de reducción de resistencia a flexión
$I_g =$	160000.00 cm ⁴	Momento de inercia de la sección bruta
$f_r =$	28.98 kg/cm ²	Momento de ruptura del concreto
$M_{cr} =$	2.32 T-m	Momento de agrietamiento

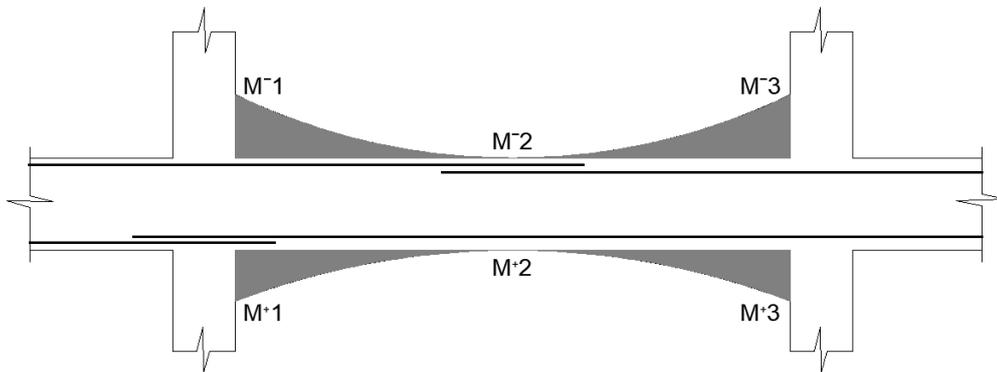


Figura 58. Diseño a flexión.

Fuente: Etabs.

Tabla 19. EJE D: 4-3.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	As final (cm ²)
M⁻1	0.6783	0.5270	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻2	0.1477	0.1142	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻3	0.7246	0.5633	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁺1	1.0636	0.8293	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺2	0.6051	0.4699	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺3	0.3553	0.2753	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 20. Verificación.

p	p _{máx} > p	Mn (T-m)	φMn > 1.2 M _{cr}
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21. EJE D: 3-2.

	M (T-m)	As (cm²)	As > As mín	ØM	N°	Øm	As final (cm²)
M⁻ 1	0.7302	0.5676	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻ 2	1.6569	1.2990	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻ 3	4.8967	3.9615	Ok	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁺ 1	1.1529	0.8997	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺ 2	0.0981	0.0758	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺ 3	0.6389	0.4963	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22. Verificación.

p	p_{máx} > p	Mn (T-m)	φMn >1.2 M_{cr}
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23. EJE D: 2-2'.

	M (T-m)	As (cm²)	As > As mín	ØM	N°	Øm	As final (cm²)
M⁻ 1	8.4860	7.1371	Ok	3/4"	2	5/8"	7.70
M⁻ 2	4.6803	3.7781	Ok	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻ 3	0.3183	0.2465	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁺ 1	3.0884	2.4542	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺ 2	1.6405	1.2859	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺ 3	0.0170	0.0131	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24. Verificación.

p	p_{máx} > p	Mn (T-m)	φMn >1.2 M_{cr}
0.0075	OK	9.0910	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.5. Pórtico E.

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS-NORMA E.060

DATOS DEL MATERIAL

f'c=	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
f'y=	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
β1=	0.85	Factor de bloque rectangular equivalente

RNE-E.060
10.2.7.3

Para f'c entre 17 y 28 Mpa, el factor β1 se debe tomar como 0.85. Para f'c mayor o igual a 56 Mpa, β1 se debe tomar como 0.65. Para f'c entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.

DATOS DE LA GEOMETRÍA

Simple capa

b=	30	cm	Base de la viga
h=	40	cm	Peralte de la viga
∅_L r=	4	cm	Recubrimiento
∅_B =	5/8"		Diámetro de prueba
=	3/8"		Diámetro de estribo
d=	34.25375	cm	Peralte efectivo

CUANTÍAS Y ACEROS LÍMITES

Zona: **No**
sísmica

pmin=	0.0033	Cuantía mínima de acero
pb=	0.0213	Cuantía balanceada de acero
pmax	0.0159	Cuantía máxima de acero
As mín=	3.4254	Área de acero mínimo
As máx=	16.3776	Área de acero máximo

DISEÑO A FLEXIÓN

φ=	0.9	Factor de reducción de resistencia a flexión
Ig=	160000.00	cm ⁴ Momento de inercia de la sección bruta
Fr=	28.98	kg/cm ² Momento de ruptura del concreto
Mcr=	2.32	T-m Momento de agrietamiento

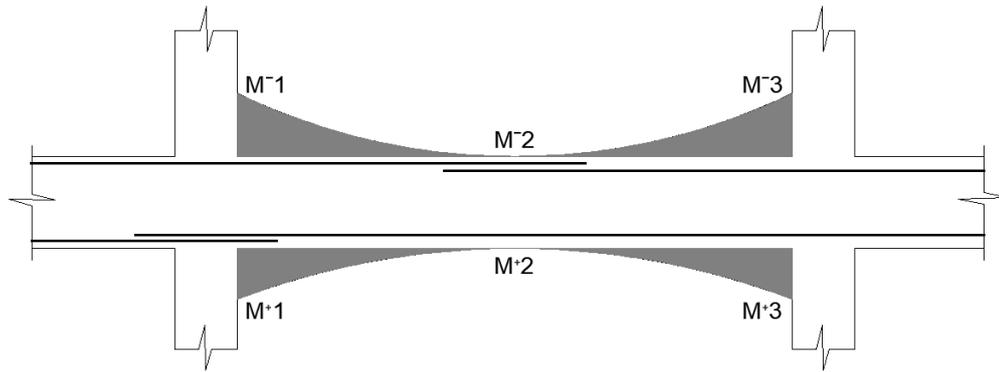


Figura 59. Diseño a flexión.

Fuente: Etabs.

Tabla 25. EJE E: 4-3.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	As final (cm ²)
M⁻1	0.0001	0.0001	As mín	3/4"	2	5/8"	5.70
M⁻2	0.3577	0.2771	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻3	1.0252	0.7991	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁺1	0.0001	0.0001	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺2	0.6554	0.5091	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺3	0.8333	0.6484	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26. Verificación.

p	p _{máx} > p	Mn (T-m)	φMn > 1.2 M _{cr}
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.6. Pórtico F.

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS-NORMA E.060

DATOS DEL MATERIAL

f'_c =	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
f'_y =	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero

$\beta_1 = 0.85$ Factor de bloque rectangular equivalente

RNE-E.060 10.2.7.3	Para $f'c$ entre 17 y 28 Mpa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para $f'c$ mayor o igual a 56 Mpa, β_1 se debe tomar como 0.65. Para $f'c$ entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.
-------------------------------------	---

DATOS DE LA GEOMETRÍA

Simple capa

b=	30	cm	Base de la viga
h=	40	cm	Peralte de la viga
r=	4	cm	Recubrimiento
ϕ_L	5/8"		Diámetro de prueba
ϕ_B	3/8"		Diámetro de estribo
d=	34.25375	cm	Peralte efectivo

CUANTÍAS Y ACEROS LÍMITES

Zona: **No sísmica**

pmin=	0.0033	Cuantía mínima de acero
pb=	0.0213	Cuantía balanceada de acero
pmax	0.0159	Cuantía máxima de acero
As mín=	3.4254	Área de acero mínimo
As máx=	16.3776	Área de acero máximo

DISEÑO A FLEXIÓN

$\phi =$	0.9	Factor de reducción de resistencia a flexión
Ig=	160000.00	cm ⁴ Momento de inercia de la sección bruta
Fr=	28.98	kg/cm ² Momento de ruptura del concreto
Mcr=	2.32	T-m Momento de agrietamiento

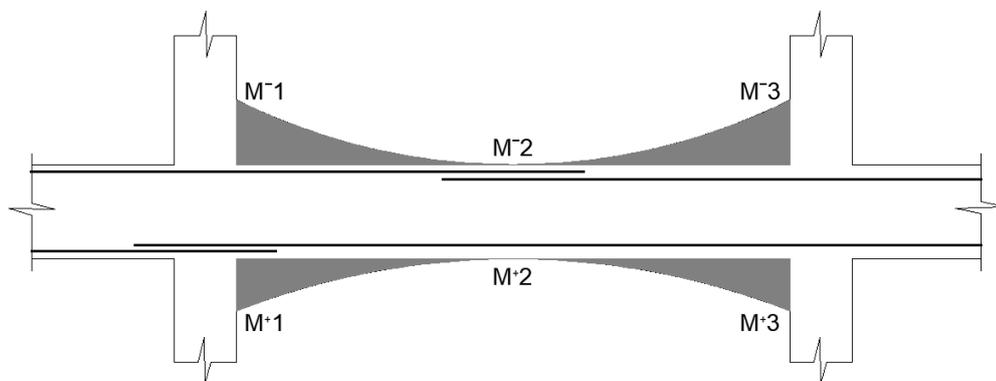


Figura 60. Diseño a flexión.

Fuente: Etabs.

Tabla 27. EJE F: 3-2.

	M (T-m)	As (cm²)	As > As mín	ØM	N°	Øm	As final (cm²)
M⁻ 1	0.6870	0.5339	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻ 2	0.1106	0.0855	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻ 3	1.4989	1.1734	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁺ 1	1.3633	1.0659	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺ 2	0.5559	0.4315	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺ 3	1.0967	0.8554	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 28. Verificación.

p	p_{máx} > p	Mn (T-m)	φMn >1.2 M_{cr}
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0039	OK	4.9420	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 29. EJE F: 2-1.

	M (T-m)	As (cm²)	As > As mín	ØM	N°	Øm	N°	As final (cm²)
M⁻ 1	8.4514	7.1052	Ok	3/4"	2	5/8"	3	11.70
M⁻ 2	1.0172	0.7928	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁻ 3	3.4604	2.7597	As mín	3/4"	2	5/8"	1	7.70
M⁺ 1	6.1255	5.0193	Ok	5/8"	2	5/8"	3	10.00
M⁺ 2	1.7465	1.3704	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 3	4.1983	3.3727	As mín	5/8"	2	5/8"	1	6.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 30. Verificación.

p	p_{máx} > p	Mn (T-m)	φMn >1.2 M_{cr}
0.0114	OK	13.1199	OK
0.0055	OK	6.8987	OK
0.0075	OK	9.0910	OK
0.0097	OK	11.4656	OK
0.0039	OK	4.9420	OK
0.0058	OK	7.2351	OK

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.7. Pórtico 1.

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS-NORMA E.060

DATOS DEL MATERIAL

$f'c=$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
$f'y=$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
$\beta_1=$	0.85	Factor de bloque rectangular equivalente

RNE-E.060 10.2.7.3	Para $f'c$ entre 17 y 28 Mpa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para $f'c$ mayor o igual a 56 Mpa, β_1 se debe tomar como 0.65. Para $f'c$ entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.
-------------------------------------	---

DATOS DE LA GEOMETRÍA

Simple capa

$b=$	30	cm	Base de la viga
$h=$	50	cm	Peralte de la viga
$\phi_L r=$	4	cm	Recubrimiento
$\phi_B =$	5/8"		Diámetro de prueba
$=$	3/8"		Diámetro de estribo
$d=$	44.25375	cm	Peralte efectivo

CUANTÍAS Y ACEROS LÍMITES

Zona: **No sísmica**

$p_{min}=$	0.0033	Cuantía mínima de acero
$p_b=$	0.0213	Cuantía balanceada de acero
p_{max}	0.0159	Cuantía máxima de acero
$A_s \text{ mín}=$	4.4254	Área de acero mínimo
$A_s \text{ máx}=$	21.1588	Área de acero máximo

DISEÑO A FLEXIÓN

$\phi=$	0.9	Factor de reducción de resistencia a flexión
$I_g=$	312500.00	cm ⁴ Momento de inercia de la sección bruta
$Fr=$	28.98	kg/cm ² Momento de ruptura del concreto
$M_{cr}=$	3.62	T-m Momento de agrietamiento

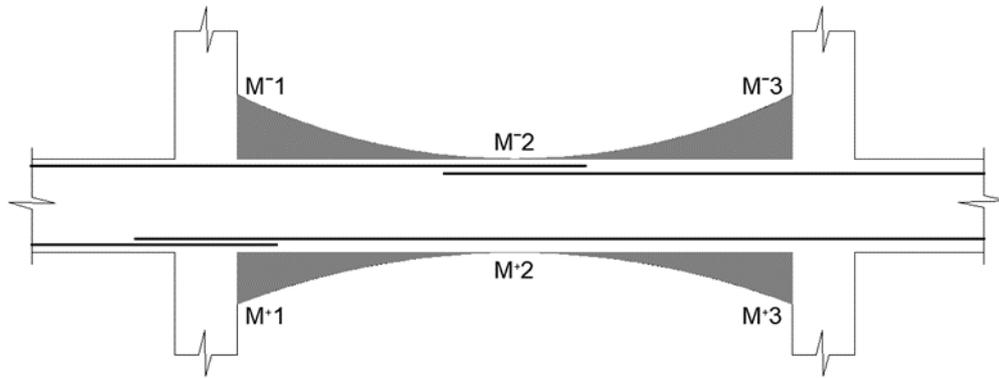


Figura 61. Diseño a flexión.

Fuente: Etabs.

Tabla 31. EJE 1: A-B.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	As final (cm ²)
M⁻ 1	2.4405	1.4783	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻ 2	0.1996	0.1194	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻ 3	1.3594	0.8186	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁺ 1	1.7669	1.0663	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00
M⁺ 2	0.6678	0.4006	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00
M⁺ 3	1.6500	0.9952	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 32. Verificación.

p	pmáx > p	Mn (T-m)	φMn > 1.2 M _{cr}
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33. EJE 1: B-D.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	As final (cm ²)
M⁻ 1	1.9629	1.1859	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻ 2	0.3984	0.2387	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻ 3	0.7762	0.4659	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁺ 1	1.8776	1.1338	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00
M⁺ 2	1.1823	0.7113	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00
M⁺ 3	1.0355	0.6225	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 34 Verificación.

ρ	$\rho_{\text{máx}} > \rho$	Mn (T-m)	$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35. EJE 1: D-F.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻ 1	2.0228	1.2225	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁻ 2	3.9946	2.4408	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁻ 3	12.7998	8.2557	Ok	3/4"	2	3/4"	4	17.10
M⁺ 1	2.9999	1.8228	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00
M⁺ 2	3.2679	1.9886	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00
M⁺ 3	9.5654	6.0417	Ok	5/8"	3	1/2"	2	8.54

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36 Verificación.

ρ	$\rho_{\text{máx}} > \rho$	Mn (T-m)	$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0129	OK	24.2702	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0064	OK	13.2045	OK

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.8. Pórtico 1'.**DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS-NORMA E.060****DATOS DEL MATERIAL**

f'c=	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
f'y=	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
β1=	0.85	Factor de bloque rectangular equivalente

RNE-E.060 10.2.7.3	Para f'_c entre 17 y 28 Mpa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para f'_c mayor o igual a 56 Mpa, β_1 se debe tomar como 0.65. Para f'_c entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.
-------------------------------------	--

DATOS DE LA GEOMETRÍA	Simple capa
------------------------------	--------------------

b=	25	cm	Base de la viga
h=	30	cm	Peralte de la viga
r=	4	cm	Recubrimiento
\varnothing_L	5/8"		Diámetro de prueba
\varnothing_B	3/8"		Diámetro de estribo
d=	24.25375	cm	Peralte efectivo

CUANTÍAS Y ACEROS LÍMITES	Zona: No sísmica
----------------------------------	-------------------------

pmin=	0.0033	Cuantía mínima de acero
pb=	0.0213	Cuantía balanceada de acero
pmax	0.0159	Cuantía máxima de acero
As mín=	2.0211	Área de acero mínimo
As máx=	9.6636	Área de acero máximo

DISEÑO A FLEXIÓN

ϕ=	0.9	Factor de reducción de resistencia a flexión
lg=	56250.00	cm ⁴ Momento de inercia de la sección bruta
Fr=	28.98	kg/cm ² Momento de ruptura del concreto
Mcr=	1.09	T-m Momento de agrietamiento

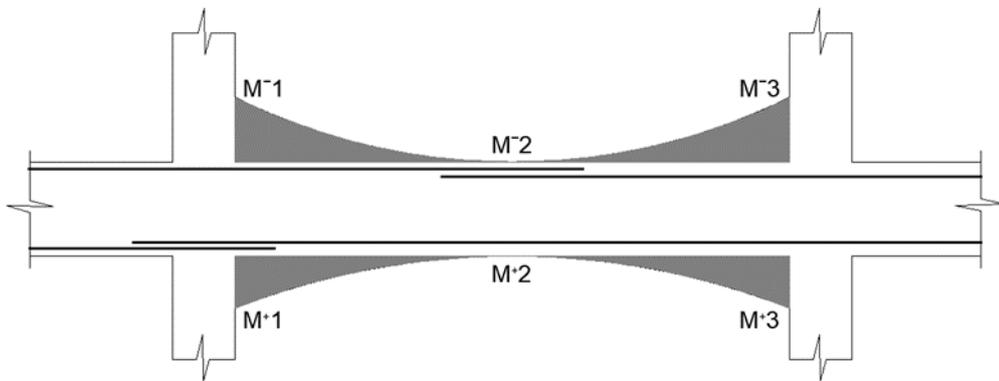


Figura 62. Diseño a flexión.

Fuente: Etabs.

Tabla 37. EJE 1': A-B.

	M (T-m)	As (cm²)	As > As mín	ØM	N°	Øm	As final (cm²)
M⁻ 1	0.0001	0.0001	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁻ 2	0.1452	0.1589	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁻ 3	0.4649	0.5122	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺ 1	0.0000	0.0000	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺ 2	0.5654	0.6243	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00
M⁺ 3	0.1083	0.1184	As mín	5/8"	2	1/2"	4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 38 Verificación.

p	p_{máx} > p	Mn (T-m)	φMn >1.2 M_{cr}
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 39. EJE 1': B-D.

	M (T-m)	As (cm²)	As > As mín	ØM	N°	Øm	N°	As final (cm²)
M⁻ 1	0.4654	0.5127	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻ 2	0.0644	0.0703	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻ 3	0.7791	0.8643	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 1	0.1084	0.1185	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 2	0.5297	0.5844	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 3	0.4105	0.4517	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40 Verificación.

p	p_{máx} > p	Mn (T-m)	φMn >1.2 M_{cr}
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 41. EJE 1': D-F.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻ 1	0.7703	0.8544	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻ 2	0.0258	0.0282	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻ 3	0.0002	0.0002	As mín	5/8"	2	5/8"		4.00
M⁺ 1	0.4059	0.4466	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 2	0.7770	0.8619	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 3	0.0000	0.0000	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 42 Verificación.

p	p _{máx} > p	Mn (T-m)	φMn > 1.2 M _{cr}
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.9. Pórtico 2.

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS-NORMA E.060

DATOS DEL MATERIAL

f'_c=	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
f'_y=	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
β₁=	0.85	Factor de bloque rectangular equivalente

RNE-E.060 10.2.7.3	Para f' _c entre 17 y 28 Mpa, el factor β ₁ se debe tomar como 0.85. Para f' _c mayor o igual a 56 Mpa, β ₁ se debe tomar como 0.65. Para f' _c entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.
-------------------------------	---

DATOS DE LA GEOMETRÍA

Simple capa

b=	30	cm	Base de la viga
h=	50	cm	Peralte de la viga
r=	4	cm	Recubrimiento
Ø_L	5/8"		Díámetro de prueba
Ø_B			

$\phi =$
 $\phi = 3/8"$ Diámetro de estribo
 $d = 44.25375$ cm Peralte efectivo

CUANTÍAS Y ACEROS LÍMITES

Zona: **No sísmica**

$p_{min} = 0.0033$ Cuantía mínima de acero
 $p_b = 0.0213$ Cuantía balanceada de acero
 $p_{max} = 0.0159$ Cuantía máxima de acero
 $As_{mín} = 4.4254$ Área de acero mínimo
 $As_{máx} = 21.1588$ Área de acero máximo

DISEÑO A FLEXIÓN

$\phi = 0.9$ Factor de reducción de resistencia a flexión
 $I_g = 312500.00$ cm⁴ Momento de inercia de la sección bruta
 $Fr = 28.98$ kg/cm² Momento de ruptura del concreto
 $M_{cr} = 3.62$ T-m Momento de agrietamiento

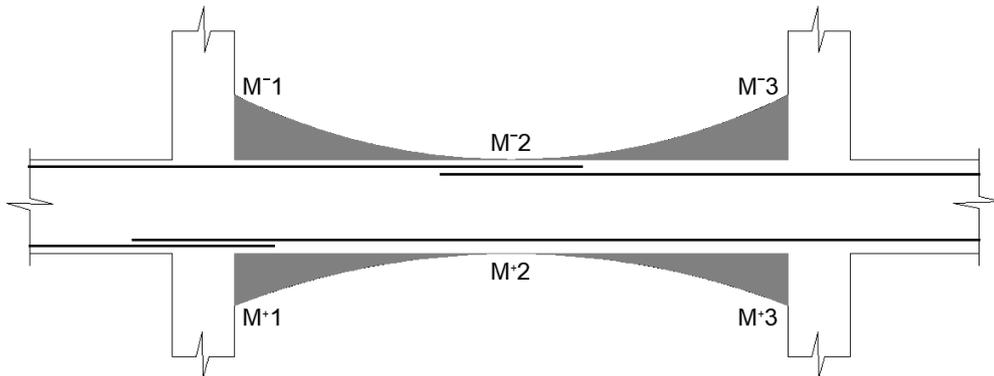


Figura 63. Diseño a flexión.

Fuente: Etabs.

Tabla 43. EJE 2: A-B.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻1	13.5387	8.7760	Ok	3/4"	2	3/4"	4	17.10
M⁻2	2.4327	1.4735	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁻3	2.3234	1.4065	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁺1	7.0593	4.3909	As mín	5/8"	3	1/2"	2	8.54
M⁺2	3.7265	2.2735	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00
M⁺3	3.8850	2.3723	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 44. Verificación.

ρ	$\rho_{\text{máx}} > \rho$	Mn (T-m)	$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$
0.0129	OK	24.2702	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0064	OK	13.2045	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 45. EJE 2: B-D.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻ 1	2.3395	1.4163	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁻ 2	1.3402	0.8069	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁻ 3	12.7073	8.1910	Ok	3/4"	2	3/4"	3	14.25
M⁺ 1	3.0580	1.8587	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00
M⁺ 2	4.5420	2.7839	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00
M⁺ 3	5.4459	3.3553	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 46. Verificación.

ρ	$\rho_{\text{máx}} > \rho$	Mn (T-m)	$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0107	OK	20.8272	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 47. EJE 2: D-F.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻ 1	8.5794	5.3858	Ok	3/4"	2	3/4"	3	14.25
M⁻ 2	1.2762	0.7681	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁻ 3	5.1506	3.1680	As mín	3/4"	2	5/8"		5.70
M⁺ 1	8.6399	5.4258	Ok	5/8"	3	1/2"	2	8.54
M⁺ 2	3.3095	2.0144	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00
M⁺ 3	4.4604	2.7326	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 48. Verificación.

ρ	$\rho_{\text{máx}} > \rho$	Mn (T-m)	$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$
0.0107	OK	20.8272	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0064	OK	13.2045	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.10. Pórtico 2'.

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS-NORMA E.060

DATOS DEL MATERIAL

$f'_c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
$f'_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
$\beta_1 =$	0.85	Factor de bloque rectangular equivalente

RNE-E.060 10.2.7.3	Para f'_c entre 17 y 28 Mpa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para f'_c mayor o igual a 56 Mpa, β_1 se debe tomar como 0.65. Para f'_c entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.
-------------------------------	--

DATOS DE LA GEOMETRÍA

Simple capa

$b =$	25 cm	Base de la viga
$h =$	30 cm	Peralte de la viga
$\phi_L r =$	4 cm	Recubrimiento
$\phi_B =$	5/8"	Diámetro de prueba
$=$	3/8"	Diámetro de estribo
$d =$	24.25375 cm	Peralte efectivo

CUANTÍAS Y ACEROS LÍMITES

Zona: **No sísmica**

$\rho_{\text{min}} =$	0.0033	Cuantía mínima de acero
$\rho_b =$	0.0213	Cuantía balanceada de acero
$\rho_{\text{max}} =$	0.0159	Cuantía máxima de acero
$A_s \text{ mín} =$	2.0211	Área de acero mínimo
$A_s \text{ máx} =$	9.6636	Área de acero máximo

DISEÑO A FLEXIÓN

$\phi =$	0.9	Factor de reducción de resistencia a flexión
$I_g =$	56250.00 cm ⁴	Momento de inercia de la sección bruta
$f_r =$	28.98 kg/cm ²	Momento de ruptura del concreto
$M_{cr} =$	1.09 T-m	Momento de agrietamiento

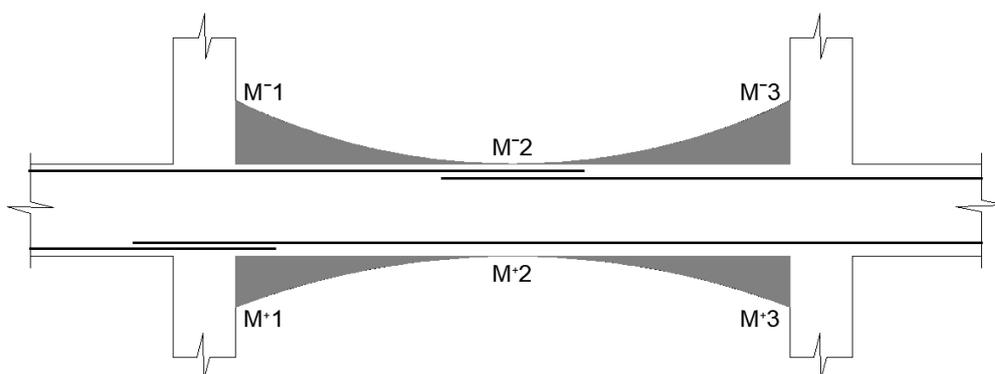


Figura 64. Diseño a flexión.

Fuente: Etabs.

Tabla 49. EJE 2': A-B.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻1	0.5325	0.5875	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻2	0.6059	0.6696	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻3	1.2010	1.3451	As mín	5/8"	2	5/8"		4.00
M⁺1	0.1419	0.1552	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺2	1.8926	2.1544	Ok	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺3	0.0642	0.0701	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 50. Verificación.

p	p _{máx} > p	Mn (T-m)	φMn > 1.2 M _{cr}
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 51. EJE 2': B-D.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻ 1	0.5325	0.5875	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻ 2	0.6059	0.6696	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻ 3	1.2010	1.3451	As mín	5/8"	2	5/8"		4.00
M⁺ 1	0.1419	0.1552	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 2	1.8926	2.1544	Ok	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 3	0.0642	0.0701	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 52. Verificación.

p	p _{máx} > p	Mn (T-m)	φMn > 1.2 M _{cr}
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 53. EJE 2': D-F.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻ 1	1.1828	1.3242	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻ 2	0.2913	0.3197	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻ 3	0.0009	0.0010	As mín	5/8"	2	5/8"		4.00
M⁺ 1	0.0632	0.0690	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 2	1.1520	1.2888	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 3	0.0001	0.0001	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 54. Verificación.

p	p _{máx} > p	Mn (T-m)	φMn > 1.2 M _{cr}
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.11. Pórtico 3.

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS-NORMA E.060

DATOS DEL MATERIAL

f'c=	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
f'y=	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
β1=	0.85	Factor de bloque rectangular equivalente

RNE-E.060 10.2.7.3	Para f'c entre 17 y 28 Mpa, el factor β1 se debe tomar como 0.85. Para f'c mayor o igual a 56 Mpa, β1 se debe tomar como 0.65. Para f'c entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.
-------------------------------	---

DATOS DE LA GEOMETRÍA

Simple capa

b=	30	cm	Base de la viga
h=	50	cm	Peralte de la viga
r=	4	cm	Recubrimiento
ϕ_L	5/8"		Diámetro de prueba
ϕ_B	3/8"		Diámetro de estribo
d=	44.25375	cm	Peralte efectivo

CUANTÍAS Y ACEROS LÍMITES

Zona: **No sísmica**

pmin=	0.0033	Cuantía mínima de acero
pb=	0.0213	Cuantía balanceada de acero
pmax	0.0159	Cuantía máxima de acero
As mín=	4.4254	Área de acero mínimo
As máx=	21.1588	Área de acero máximo

DISEÑO A FLEXIÓN

φ=	0.9	Factor de reducción de resistencia a flexión
Ig=	312500.00	cm ⁴ Momento de inercia de la sección bruta
Fr=	28.98	kg/cm ² Momento de ruptura del concreto
Mcr=	3.62	T-m Momento de agrietamiento

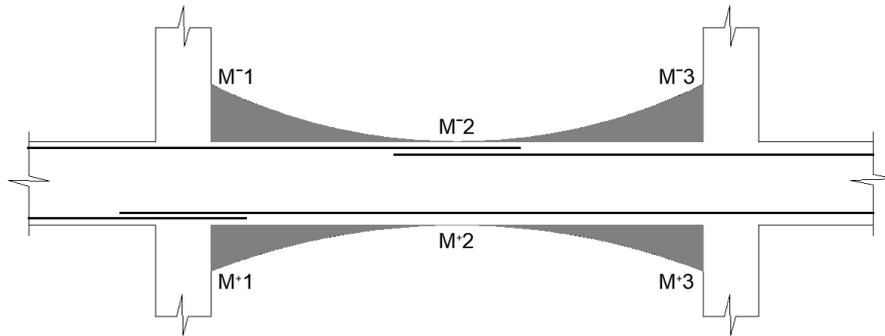


Figura 65. Diseño a flexión.

Fuente: Etabs.

Tabla 55. EJE 3: A-B.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻1	1.7760	1.0719	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁻2	1.4499	0.8735	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁻3	3.6770	2.2427	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁺1	0.7011	0.4207	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00
M⁺2	3.8681	2.3618	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00
M⁺3	0.7338	0.4404	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 56. Verificación.

p	p _{máx} > p	Mn (T-m)	φMn > 1.2 M _{cr}
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 57. EJE 3: B-C.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	As final (cm ²)
M⁻1	3.5477	2.1623	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻2	2.5358	1.5368	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻3	2.7089	1.6433	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁺1	0.6479	0.3887	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00
M⁺2	0.7404	0.4444	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00
M⁺3	0.1233	0.0738	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 58. Verificación.

ρ	$\rho_{\text{máx}} > \rho$	Mn (T-m)	$\phi\text{Mn} > 1.2 \text{ Mcr}$
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 59. EJE 3: C-D.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻ 1	2.3765	1.4390	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁻ 2	0.9983	0.6000	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁻ 3	3.1918	1.9415	As mín	3/4"	2	5/8"		5.70
M⁺ 1	0.0238	0.0142	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00
M⁺ 2	2.9712	1.8051	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00
M⁺ 3	0.5002	0.2998	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 60. Verificación.

ρ	$\rho_{\text{máx}} > \rho$	Mn (T-m)	$\phi\text{Mn} > 1.2 \text{ Mcr}$
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 61. EJE 3: D-F.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	As final (cm ²)
M⁻ 1	3.5168	2.1431	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻ 2	0.3673	0.2200	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻ 3	1.7045	1.0283	As mín	3/4"	2	5/8"	5.70
M⁺ 1	0.1546	0.0925	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00
M⁺ 2	1.0452	0.6283	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00
M⁺ 3	1.5682	0.9454	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 62. Verificación.

ρ	$\rho_{\text{máx}} > \rho$	M_n (T-m)	$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.12. Pórtico 3'.

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS-NORMA E.060

DATOS DEL MATERIAL

$f'_c =$	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
$f'_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
$\beta_1 =$	0.85	Factor de bloque rectangular equivalente

RNE-E.060 **10.2.7.3**

Para f'_c entre 17 y 28 Mpa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para f'_c mayor o igual a 56 Mpa, β_1 se debe tomar como 0.65. Para f'_c entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.

DATOS DE LA GEOMETRÍA

Simple capa

$b =$	25 cm	Base de la viga
$h =$	30 cm	Peralte de la viga
$\phi_L r =$	4 cm	Recubrimiento
$\phi_B =$	5/8"	Diámetro de prueba
	3/8"	Diámetro de estribo
$d =$	24.25375 cm	Peralte efectivo

CUANTÍAS Y ACEROS LÍMITES

Zona: **No**
sísmica

$\rho_{\text{min}} =$	0.0033	Cuantía mínima de acero
$\rho_b =$	0.0213	Cuantía balanceada de acero
$\rho_{\text{max}} =$	0.0159	Cuantía máxima de acero
$A_s \text{ mín} =$	2.0211	Área de acero mínimo
$A_s \text{ máx} =$	9.6636	Área de acero máximo

DISEÑO A FLEXIÓN

$\phi =$	0.9	Factor de reducción de resistencia a flexión
$I_g =$	56250.00 cm ⁴	Momento de inercia de la sección bruta
$F_r =$	28.98 kg/cm ²	Momento de ruptura del concreto
$M_{cr} =$	1.09 T-m	Momento de agrietamiento

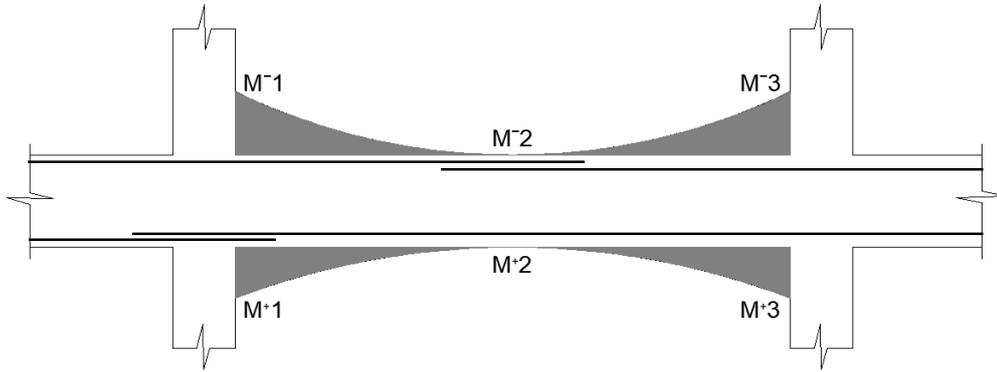


Figura 66. Diseño a flexión.

Fuente: Etabs.

Tabla 63. EJE 3': A-B.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻¹	0.0005	0.0005	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻²	0.8072	0.8960	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻³	2.2702	2.6082	Ok	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺¹	0.0001	0.0001	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺²	1.6858	1.9096	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺³	1.0732	1.1985	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 64. Verificación.

ρ	$\rho_{\text{máx}} > \rho$	Mn (T-m)	$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 65. EJE 3': B-D.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻ 1	2.2689	2.6067	Ok	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻ 2	0.3759	0.4133	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻ 3	1.8869	2.1476	Ok	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 1	1.0727	1.1979	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 2	0.9044	1.0061	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 3	0.8541	0.9491	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 66. Verificación.

p	p _{máx} > p	Mn (T-m)	φMn > 1.2 M _{cr}
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 67. EJE 3': D-F.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻ 1	1.8595	2.1151	Ok	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻ 2	0.2108	0.2310	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁻ 3	0.0001	0.0001	As mín	5/8"	2	5/8"		4.00
M⁺ 1	0.8416	0.9349	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 2	0.5100	0.5624	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00
M⁺ 3	0.0000	0.0000	As mín	5/8"	2	1/2"		4.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 68. Verificación.

p	p _{máx} > p	Mn (T-m)	φMn > 1.2 M _{cr}
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK
0.0066	OK	3.3826	OK

Fuente: Elaboración propia.

7.4.1.13. Pórtico 4.

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS-NORMA E.060

DATOS DEL MATERIAL

f'c=	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
f'y=	4200 kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
β1=	0.85	Factor de bloque rectangular equivalente

RNE-E.060 10.2.7.3	Para f'c entre 17 y 28 Mpa, el factor β1 se debe tomar como 0.85. Para f'c mayor o igual a 56 Mpa, β1 se debe tomar como 0.65. Para f'c entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0,85 y 0,65.
-------------------------------	---

DATOS DE LA GEOMETRÍA

Simple capa

b=	30	cm	Base de la viga
h=	50	cm	Peralte de la viga
∅_L r=	4	cm	Recubrimiento
∅_B =	5/8"		Diámetro de prueba
=	3/8"		Diámetro de estribo
d=	44.25375	cm	Peralte efectivo

CUANTÍAS Y ACEROS LÍMITES

Zona: **No
sísmica**

pmin=	0.0033	Cuantía mínima de acero
pb=	0.0213	Cuantía balanceada de acero
pmax	0.0159	Cuantía máxima de acero
As mín=	4.4254	Área de acero mínimo
As máx=	21.1588	Área de acero máximo

DISEÑO A FLEXIÓN

φ=	0.9	Factor de reducción de resistencia a flexión
Ig=	312500.00	cm ⁴ Momento de inercia de la sección bruta
Fr=	28.98	kg/cm ² Momento de ruptura del concreto
Mcr=	3.62	T-m Momento de agrietamiento

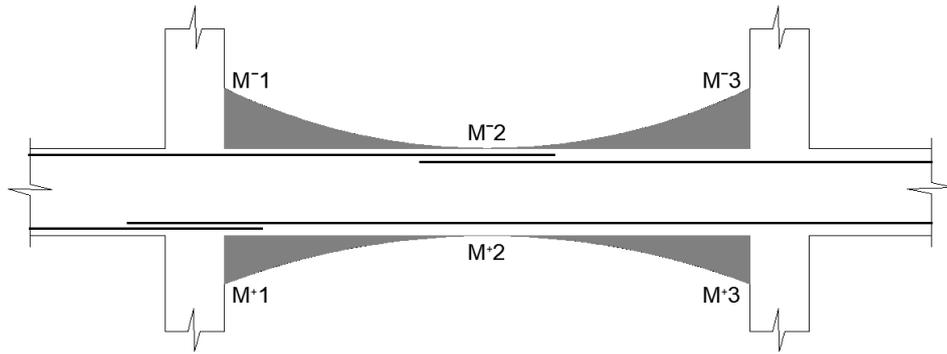


Figura 66. Diseño a flexión.

Fuente: Etabs.

Tabla 69. EJE 4: C-D.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	Nº	As final (cm ²)
M⁻1	1.9193	1.1593	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁻2	0.7780	0.4670	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁻3	2.9344	1.7823	As mín	3/4"	2	1/2"		5.70
M⁺1	1.4843	0.8944	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00
M⁺2	2.7812	1.6879	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00
M⁺3	0.0736	0.0440	As mín	5/8"	3	1/2"		6.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 70. Verificación.

p	p _{máx} > p	Mn (T-m)	φMn > 1.2 M _{cr}
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 71. EJE 4: D-E.

	M (T-m)	As (cm ²)	As > As mín	ØM	Nº	Øm	As final (cm ²)
M⁻1	2.9131	1.7692	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻2	0.3425	0.2051	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁻3	1.8150	1.0957	As mín	3/4"	2	1/2"	5.70
M⁺1	0.1510	0.0903	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00
M⁺2	0.5494	0.3294	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00
M⁺3	1.9050	1.1505	As mín	5/8"	3	1/2"	6.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 72. Verificación.

ρ	$\rho_{\text{máx}} > \rho$	Mn (T-m)	$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0043	OK	9.0533	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK
0.0045	OK	9.5031	OK

Fuente: Elaboración propia.

7.4.2. Diseño por corte.

7.4.2.1. Pórtico A.

VIGA 3-2

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	1.95	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	3.06	T	Cortante
V _{ud}	=	1.99	T	Resistencia última de diseño
V _n	=	2.34	T	Fuerza cortante nominal

APOORTE DE CONCRETO AL CORTE

V _c	=	7.89	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----------------	---	------	---	--

APOORTE DE ACERO AL CORTE

V _s	=	-5.55	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----------------	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-36.78	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=		NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-	
CASO III	=	-	
CASO IV	=	-	

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	80.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	10.00	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	8	

ZONA CENTRAL

s	=	15	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-1.54	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1@ 0.05m 8@0.10m 2@0.15m RSTO@0.20m

VIGA

2-1

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	2.00	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	3.69	T	Cortante
Vud	=	2.43	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	2.85	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	7.89	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-5.04	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-40.54	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR	CASO 3B	= NO VERIFICAR

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	80.00	cm
---------	---	-------	----

1° estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	10.00	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	8	

ZONA CENTRAL

s	=	15	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-1.14	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 8 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

7.4.2.2. Pórtico B.

VIGA

3-2

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	2.08	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	3.96	T	Cortante
Vud	=	2.65	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	3.12	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	7.89	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-4.77	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S = -42.82 cm

NO CONSIDERAR

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I = VERIFICAR

CASO II = NO VERIFICAR

CASO III = NO VERIFICAR

CASO 3A = NO VERIFICAR

CASO 3B = NO VERIFICAR

CASO IV = NO VERIFICAR

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I = NO REQUIERE REFUERZO

CASO II = -

CASO III = -

CASO IV = -

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf. = 80.00 cm

1º estribo = 5.00 cm

s calculado = 10.00 cm

s asumido = 10.00 cm

Estribos = 8

ZONA CENTRAL

s = 15 cm

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc = -1.03 cm

Verificación = OK

Zona a reforzar = - cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 8 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

2-2'

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	1.27	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	5.58	T	Cortante
Vud	=	2.57	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	3.02	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	7.89	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-4.87	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-41.97	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	80.00	cm
---------	---	-------	----

1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	10.00	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	8	

ZONA CENTRAL

s	=	15	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-0.26	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 8 @ 0.10 m 2 @0.15 m RSTO@0.20 m

7.4.2.3. Pórtico C.

VIGA

4-3

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	2.27	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	1.27	T	Cortante
Vud	=	0.89	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	1.04	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	7.89	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-6.85	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-29.83	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR	CASO 3B	= NO VERIFICAR

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	80.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	10.00	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	8	

ZONA CENTRAL

s	=	15	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-5.91	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 8 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

7.4.2.4. Pórtico D.

VIGA

4-3

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	2.10	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	1.37	T	Cortante
Vud	=	0.92	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	1.09	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	7.89	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-6.80	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	30.02	cm	NO CONSIDERAR
---	---	-------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	80.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	10.00	cm
s asumido	=	10.00	cm

Estribos = 8

ZONA CENTRAL

s = 15 cm

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc = -4.99 cm

Verificación = OK

Zona a reforzar = - cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 8 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

3-2

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	2.02	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	3.41	T	Cortante
Vud	=	2.26	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	2.65	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc = 7.89 T Resistencia Nominal al corte por el concreto

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs = -5.24 T Resistencia Nominal al corte por el acero

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S = -39.00 cm NO CONSIDERAR

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR	
CASO II	=	NO VERIFICAR	
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A = NO VERIFICAR

CASO 3B = NO VERIFICAR

CASO IV = NO VERIFICAR

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I = NO REQUIERE REFUERZO
CASO II = -
CASO III = -
CASO IV = -

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf. = 80.00 cm
1º estribo = 5.00 cm
s calculado = 10.00 cm
s asumido = 10.00 cm
Estribos = 8

ZONA CENTRAL

s = 15 cm

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc = -1.32 cm
Verificación = OK
Zona a reforzar = - cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 8 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

2-2'

CORTANTE DE DISEÑO

L = 1.27 m Longitud de Viga entre cara de columnas
V = 6.05 T Cortante

Vud	=	2.79	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	3.28	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	7.89	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-4.61	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-44.28	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	80.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	10.00	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	8	

ZONA CENTRAL

$$s = 15 \text{ cm}$$

ZONA TRANSITORIA

$$\text{Longitud a } V_c = -0.19 \text{ cm}$$

$$\text{Verificación} = \text{OK}$$

$$\text{Zona a reforzar} = - \text{ cm}$$

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

$\emptyset 3/8$ 1 @0.05 m 8 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

7.4.2.5. Pórtico E.

VIGA

4-3

CORTANTE DE DISEÑO

$$L = 2.13 \text{ m} \quad \text{Longitud de Viga entre cara de columnas}$$

$$V = 0.88 \text{ T} \quad \text{Cortante}$$

$$V_{ud} = 0.60 \text{ T} \quad \text{Resistencia última de diseño}$$

$$V_n = 0.70 \text{ T} \quad \text{Fuerza cortante nominal}$$

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

$$V_c = 7.89 \text{ T} \quad \text{Resistencia Nominal al corte por el concreto}$$

APORTE DE ACERO AL CORTE

$$V_s = -7.19 \text{ T} \quad \text{Resistencia Nominal al corte por el acero}$$

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

$$S = -28.41 \text{ cm} \quad \text{NO CONSIDERAR}$$

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

$$\text{CASO I} = \text{VERIFICAR}$$

$$\text{CASO II} = \text{NO VERIFICAR}$$

$$\text{CASO III} = \text{NO VERIFICAR} \quad \text{CASO 3A} = \text{NO VERIFICAR}$$

CASO 3B = NO VERIFICAR

CASO IV = NO VERIFICAR

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I = NO REQUIERE REFUERZO
CASO II = -
CASO III = -
CASO IV = -

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf. = 80.00 cm
1º estribo = 5.00 cm
s calculado = 10.00 cm
s asumido = 10.00 cm
Estribos = 8

ZONA CENTRAL

s = 15 cm

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc = -8.51 cm
Verificación = OK
Zona a reforzar = - cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 8 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

7.4.2.6. Pórtico F.

VIGA 3-2

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	2.00	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	1.78	T	Cortante
Vud	=	1.17	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	1.38	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	7.89	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-6.52	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-31.35	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR	
CASO II	=	NO VERIFICAR	
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A = NO VERIFICAR CASO 3B = NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR	

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	80.00	cm
---------	---	-------	----

1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	10.00	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	8	

ZONA CENTRAL

s	=	15	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-3.44	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 8 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

2-1

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	2.25	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	6.73	T	Cortante
Vud	=	4.68	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	5.51	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	7.89	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-2.39	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-85.63	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	NO VERIFICAR		
CASO II	=	VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	REQUISITOS MÍNIMOS
CASO III	=	-
		-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	80.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	10.00	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	8	

ZONA CENTRAL

s	=	15	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-0.19	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 8 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

7.4.2.7. Pórtico 1.

VIGA A-B

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	2.65	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	2.15	T	Cortante
Vud	=	1.43	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	1.68	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	10.20	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	-------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-8.51	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-31.00	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	100.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	11.06	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	10	

ZONA CENTRAL

s	=	20	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-4.97	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 10 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

B-D

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	2.69	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	1.63	T	Cortante
Vud	=	1.09	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	1.28	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	10.20	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	-------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-8.91	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-29.61	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	100.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	11.06	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	10	

ZONA CENTRAL

s	=	20	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-7.09	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 10 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

D-F

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	1.32	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	11.03	T	Cortante
Vud	=	3.64	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	4.28	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	10.20	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	-------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-5.92	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-44.59	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	100.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm

s calculado	=	11.06	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	10	

ZONA CENTRAL

s	=	20	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	0.05	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 10 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

7.4.2.8. Pórtico 1'.

VIGA A-B

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	2.23	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	1.00	T	Cortante
Vud	=	0.78	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	0.92	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	4.66	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-3.74	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-38.67	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	60.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	10.00	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	6	

ZONA CENTRAL

s	=	10	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-4.10	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 6 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA**B-D****CORTANTE DE DISEÑO**

L	=	2.29	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	1.21	T	Cortante
Vud	=	0.95	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	1.12	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	4.66	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-3.54	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-40.88	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	60.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm

s calculado = 10.00 cm
s asumido = 10.00 cm
Estribos = 6

ZONA CENTRAL

s = 10 cm

ZONA TRANSITORIA

Longitud a V_c = -3.28 cm
Verificación = OK
Zona a reforzar = - cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 6 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

D-F

CORTANTE DE DISEÑO

L = 2.35 m Longitud de Viga entre cara de columnas
V = 1.22 T Cortante
 V_{ud} = 0.96 T Resistencia última de diseño
 V_n = 1.13 T Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

V_c = 4.66 T Resistencia Nominal al corte por el concreto

APORTE DE ACERO AL CORTE

V_s = -3.52 T Resistencia Nominal al corte por el acero

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S = -41.07 cm NO CONSIDERAR

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I = VERIFICAR
CASO II = NO VERIFICAR

CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	=	NO VERIFICAR
			CASO 3B	=	NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR			

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	60.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	10.00	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	6	

ZONA CENTRAL

s	=	10	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-3.33	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 6 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

7.4.2.9. Pórtico 2.

VIGA A-B

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	2.64	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	10.11	T	Cortante
Vud	=	6.72	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	7.91	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	10.20	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	-------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-2.29	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-115.29	cm	NO CONSIDERAR
---	---	---------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	NO VERIFICAR		
CASO II	=	VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	REQUISITOS MÍNIMOS
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	100.00	cm
1° estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	11.06	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	10	

ZONA CENTRAL

s	=	20	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-0.01	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 10 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

B-D

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	3.47	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	9.35	T	Cortante
Vud	=	6.97	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	8.19	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	10.20	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	-------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-2.00	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S = -131.80 cm NO CONSIDERAR

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I = NO VERIFICAR
CASO II = VERIFICAR
CASO III = NO VERIFICAR CASO 3A = NO VERIFICAR
CASO 3B = NO VERIFICAR
CASO IV = NO VERIFICAR

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I = REQUIERE REFUERZO
CASO II = REQUISITOS MÍNIMOS
CASO III = -
CASO IV = -

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf. = 100.00 cm
1º estribo = 5.00 cm
s calculado = 11.06 cm
s asumido = 10.00 cm
Estribos = 10

ZONA CENTRAL

s = 20 cm

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc = -0.16 cm
Verificación = OK
Zona a reforzar = - cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

\emptyset 3/8 1 @0.05 m 10 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

D-F

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	2.99	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	6.72	T	Cortante
Vud	=	4.73	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	5.56	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	10.20	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	-------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-4.63	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-56.95	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	------------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	NO VERIFICAR	
CASO II	=	VERIFICAR	
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A = NO VERIFICAR
			CASO 3B = NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR	

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	REQUISITOS MÍNIMOS
CASO III	=	-
		-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	100.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	11.06	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	10	

ZONA CENTRAL

s	=	20	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-0.77	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 10 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

7.4.2.10. Pórtico 2'.

VIGA

A-B

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	3.76	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	3.78	T	Cortante
Vud	=	3.29	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	3.87	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	4.66	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-0.79	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S = -183.63 cm NO CONSIDERAR

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I = NO VERIFICAR
CASO II = VERIFICAR
CASO III = NO VERIFICAR CASO 3A = NO VERIFICAR
CASO 3B = NO VERIFICAR
CASO IV = NO VERIFICAR

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I = REQUIERE REFUERZO
CASO II = REQUISITOS MÍNIMOS
CASO III = -
CASO IV = -

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf. = 60.00 cm
1º estribo = 5.00 cm
s calculado = 10.00 cm
s asumido = 10.00 cm
Estribos = 6

ZONA CENTRAL

s = 10 cm

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc = -0.44 cm
Verificación = OK
Zona a reforzar = - cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

\emptyset 3/8 1 @0.05 m 6 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

B-D

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	3.59	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	3.14	T	Cortante
Vud	=	2.72	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	3.20	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	4.66	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-1.46	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-99.19	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	NO VERIFICAR		
CASO II	=	VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	REQUISITOS MÍNIMOS
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	60.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	10.00	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	6	

ZONA CENTRAL

s	=	10	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-0.86	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 6 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

D-F

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	2.78	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	2.87	T	Cortante
Vud	=	2.37	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	2.79	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	4.66	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-1.87	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S = -77.43 cm NO CONSIDERAR

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I = NO VERIFICAR
CASO II = VERIFICAR
CASO III = NO VERIFICAR CASO 3A = NO VERIFICAR
CASO 3B = NO VERIFICAR
CASO IV = NO VERIFICAR

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I = REQUIERE REFUERZO
CASO II = REQUISITOS MÍNIMOS
CASO III = -
CASO IV = -

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf. = 60.00 cm
1º estribo = 5.00 cm
s calculado = 10.00 cm
s asumido = 10.00 cm
Estribos = 6

ZONA CENTRAL

s = 10 cm

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc = -0.86 cm
Verificación = OK
Zona a reforzar = - cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 6 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

7.4.2.11. Pórtico 3.

VIGA

A-B

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	4.87	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	5.72	T	Cortante
Vud	=	4.68	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	5.50	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	10.20	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	-------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-4.69	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-56.25	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	NO VERIFICAR		
CASO II	=	VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	REQUISITOS MÍNIMOS
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	100.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	11.06	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	10	

ZONA CENTRAL

s	=	20	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-1.91	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 10 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

B-C

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	1.32	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	2.59	T	Cortante
Vud	=	0.85	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	1.00	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	10.20	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	-------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-9.19	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S = -28.71 cm NO CONSIDERAR

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I = VERIFICAR
CASO II = NO VERIFICAR
CASO III = NO VERIFICAR CASO 3A = NO VERIFICAR
CASO 3B = NO VERIFICAR
CASO IV = NO VERIFICAR

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I = NO REQUIERE REFUERZO
CASO II = -
CASO III = -
CASO IV = -

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf. = 100.00 cm
1º estribo = 5.00 cm
s calculado = 11.06 cm
s asumido = 10.00 cm
Estribos = 10

ZONA CENTRAL

s = 20 cm

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc = -1.94 cm
Verificación = OK
Zona a reforzar = - cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 10 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA**C-D****CORTANTE DE DISEÑO**

L	=	3.36	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	6.85	T	Cortante
Vud	=	5.05	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	5.94	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	10.20	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	-------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-4.26	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-62.00	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	NO VERIFICAR		
CASO II	=	VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	REQUISITOS MÍNIMOS
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	100.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm

s calculado = 11.06 cm
s asumido = 10.00 cm
Estribos = 10

ZONA CENTRAL

s = 20 cm

ZONA TRANSITORIA

Longitud a V_c = -0.82 cm
Verificación = OK
Zona a reforzar = - cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

\emptyset 3/8 1 @0.05 m 10 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

D-F

CORTANTE DE DISEÑO

L = 3.23 m Longitud de Viga entre cara de columnas
V = 4.33 T Cortante
 V_{ud} = 3.14 T Resistencia última de diseño
 V_n = 3.70 T Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

V_c = 10.20 T Resistencia Nominal al corte por el concreto

APORTE DE ACERO AL CORTE

V_s = -6.50 T Resistencia Nominal al corte por el acero

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S = -40.61 cm NO CONSIDERAR

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	100.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	11.06	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	10	

ZONA CENTRAL

s	=	20	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-2.19	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 10 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

7.4.2.12. Pórtico 3'.

VIGA A-B

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	4.59	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	2.85	T	Cortante
Vud	=	2.55	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	3.00	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	4.66	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-1.66	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-87.20	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	NO VERIFICAR		
CASO II	=	VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	REQUISITOS MÍNIMOS
CASO III	=	-
		-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	60.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	10.00	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	6	

ZONA CENTRAL

s	=	10	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a V_c	=	-1.46	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

\emptyset 3/8 1 @0.05 m 6 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

B-D

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	4.67	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	2.33	T	Cortante
V_{ud}	=	2.09	T	Resistencia última de diseño
V_n	=	2.46	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

V_c	=	4.66	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
-------	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

V_s	=	-2.20	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
-------	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S = -65.72 cm NO CONSIDERAR

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I = NO VERIFICAR
CASO II = VERIFICAR
CASO III = NO VERIFICAR CASO 3A = NO VERIFICAR
CASO 3B = NO VERIFICAR
CASO IV = NO VERIFICAR

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I = REQUIERE REFUERZO
CASO II = REQUISITOS MÍNIMOS
CASO III = -
CASO IV = -

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf. = 60.00 cm
1º estribo = 5.00 cm
s calculado = 10.00 cm
s asumido = 10.00 cm
Estribos = 6

ZONA CENTRAL

s = 10 cm

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc = -2.33 cm
Verificación = OK
Zona a reforzar = - cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 6 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

VIGA

D-F

CORTANTE DE DISEÑO

L	=	3.14	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	2.19	T	Cortante
Vud	=	1.85	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	2.18	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	4.66	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-2.48	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-58.30	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR	
CASO II	=	NO VERIFICAR	
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A = NO VERIFICAR
			CASO 3B = NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR	

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	60.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm

s calculado = 10.00 cm
s asumido = 10.00 cm
Estribos = 6

ZONA CENTRAL

s = 10 cm

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc = -1.77 cm
Verificación = OK
Zona a reforzar = - cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 6 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

7.4.2.13. Pórtico 4.

VIGA

C-D

CORTANTE DE DISEÑO

L = 3.77 m Longitud de Viga entre cara de columnas
V = 4.90 T Cortante
Vud = 3.75 T Resistencia última de diseño
Vn = 4.41 T Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc = 10.20 T Resistencia Nominal al corte por el concreto

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs = -5.78 T Resistencia Nominal al corte por el acero

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S = -45.62 cm NO CONSIDERAR

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	100.00	cm
1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	11.06	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	10	

ZONA CENTRAL

s	=	20	cm
---	---	----	----

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc	=	-2.04	cm
Verificación	=	OK	
Zona a reforzar	=	-	cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 10 @ .10 m 2 @ .15 m RSTO @0.20 m

VIGA**D-E****CORTANTE DE DISEÑO**

L	=	2.09	m	Longitud de Viga entre cara de columnas
V	=	4.23	T	Cortante
Vud	=	2.44	T	Resistencia última de diseño
Vn	=	2.87	T	Fuerza cortante nominal

APORTE DE CONCRETO AL CORTE

Vc	=	10.20	T	Resistencia Nominal al corte por el concreto
----	---	-------	---	--

APORTE DE ACERO AL CORTE

Vs	=	-7.33	T	Resistencia Nominal al corte por el acero
----	---	-------	---	---

SEPARACIÓN DE ESTRIBOS

S	=	-36.01	cm	NO CONSIDERAR
---	---	--------	----	---------------

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS MÍNIMOS

CASO I	=	VERIFICAR		
CASO II	=	NO VERIFICAR		
CASO III	=	NO VERIFICAR	CASO 3A	= NO VERIFICAR
			CASO 3B	= NO VERIFICAR
CASO IV	=	NO VERIFICAR		

REQUISITOS MÍNIMOS DE DISEÑO

CASO I	=	NO REQUIERE REFUERZO
CASO II	=	-
CASO III	=	-
CASO IV	=	-

ZONA DE CONFINAMIENTO

L Conf.	=	100.00	cm
---------	---	--------	----

1º estribo	=	5.00	cm
s calculado	=	11.06	cm
s asumido	=	10.00	cm
# Estribos	=	10	

ZONA CENTRAL

s = 20 cm

ZONA TRANSITORIA

Longitud a Vc = -1.47 cm
 Verificación = OK
 Zona a reforzar = - cm

DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO

Ø 3/8 1 @0.05 m 10 @0.10 m 2 @0.15 m RSTO @0.20 m

7.5. Diseño de Columnas.

7.5.1. Diseño por flexocompresión.

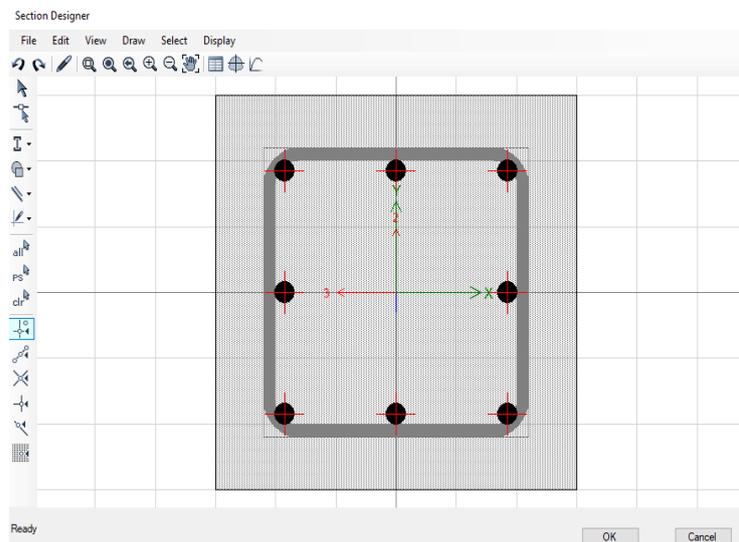


Figura 67. C-01 (0.30x0.30)m.

Fuente: Etabs.

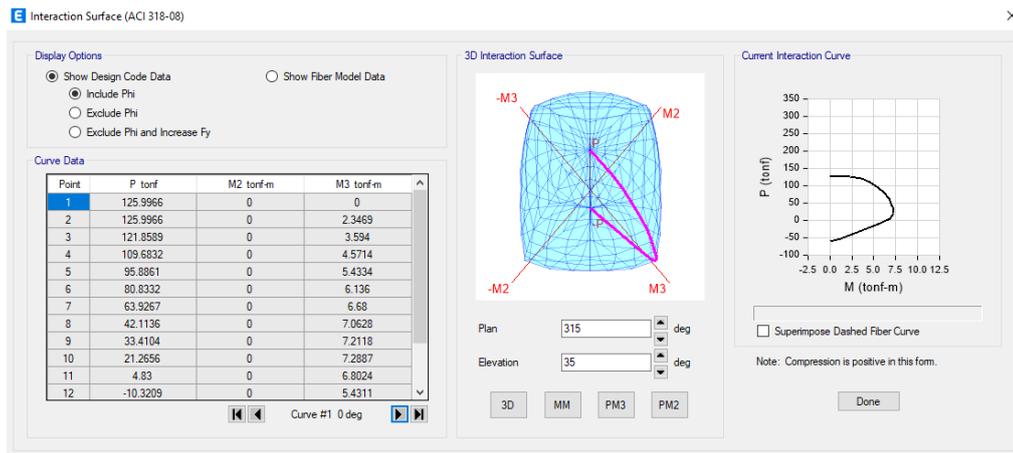


Figura 68. Análisis estructural-Diagrama de iteración-Curve #01 0deg.

Fuente: Etabs.

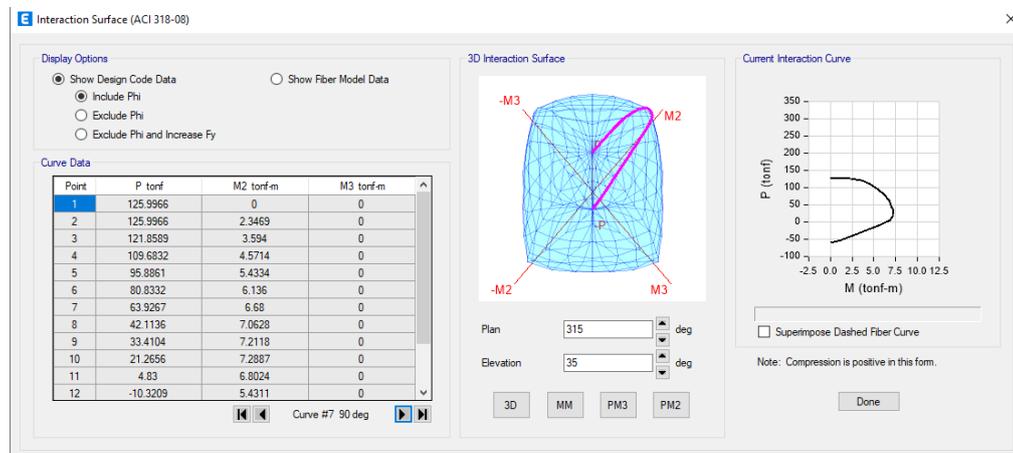


Figura 69. Análisis estructural-Diagrama de iteración-Curve #07 90deg.

Fuente: Etabs.

Tabla 73. Diagrama de Iteración - Curva #1 – 0 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	125.9966	0.0000	0.0000
2	125.9966	0.0000	2.3469
3	121.8589	0.0000	3.5940
4	109.6832	0.0000	4.5714
5	95.8861	0.0000	5.4334
6	80.8332	0.0000	6.1360
7	63.9267	0.0000	6.6800
8	42.1136	0.0000	7.0628
9	33.4104	0.0000	7.2118

10	21.2656	0.0000	7.2887
11	4.8300	0.0000	6.8024
12	-10.3209	0.0000	5.4311
13	-34.1352	0.0000	3.1111
14	-52.0644	0.0000	1.1888
15	-60.4799	0.0000	0.0000

Fuente: Etabs.

Tabla 74. Diagrama de Iteración - Curva #7 – 90 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	125.9966	0.0000	0.0000
2	125.9966	2.3469	0.0000
3	121.8589	3.5940	0.0000
4	109.6832	4.5714	0.0000
5	95.8861	5.4334	0.0000
6	80.8332	6.1360	0.0000
7	63.9267	6.6800	0.0000
8	42.1136	7.0628	0.0000
9	33.4104	7.2118	0.0000
10	21.2656	7.2887	0.0000
11	4.8300	6.8024	0.0000
12	-10.3209	5.4311	0.0000
13	-34.1352	3.1111	0.0000
14	-52.0644	1.1888	0.0000
15	-60.4799	0.0000	0.0000

Fuente: Etabs.

Tabla 75. Diagrama de Iteración - Curva #13 – 180 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	125.9966	0.0000	0.0000

2	125.9966	0.0000	-2.3469
3	121.8589	0.0000	-3.5940
4	109.6832	0.0000	-4.5714
5	95.8861	0.0000	-5.4334
6	80.8332	0.0000	-6.1360
7	63.9267	0.0000	-6.6800
8	42.1136	0.0000	-7.0628
9	33.4104	0.0000	-7.2118
10	21.2656	0.0000	-7.2887
11	4.8300	0.0000	-6.8024
12	-10.3209	0.0000	-5.4311
13	-34.1352	0.0000	-3.1111
14	-52.0644	0.0000	-1.1888
15	-60.4799	0.0000	0.0000

Fuente: Etabs.

Tabla 76. Diagrama de Iteración - Curva #19 – 270 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	125.9966	0.0000	0.0000
2	125.9966	-2.3469	0.0000
3	121.8589	-3.5940	0.0000
4	109.6832	-4.5714	0.0000
5	95.8861	-5.4334	0.0000
6	80.8332	-6.1360	0.0000
7	63.9267	-6.6800	0.0000
8	42.1136	-7.0628	0.0000
9	33.4104	-7.2118	0.0000
10	21.2656	-7.2887	0.0000
11	4.8300	-6.8024	0.0000
12	-10.3209	-5.4311	0.0000
13	-34.1352	-3.1111	0.0000
14	-52.0644	-1.1888	0.0000

15	-60.4799	0.0000	0.0000
-----------	----------	--------	--------

Fuente: Etabs.

Tabla 77. Momentos-M3.

P	0°		180°	
	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn
1	125.9966	0.0000	125.9966	0.0000
2	125.9966	2.3469	125.9966	-2.3469
3	121.8589	3.5940	121.8589	-3.5940
4	109.6832	4.5714	109.6832	-4.5714
5	95.8861	5.4334	95.8861	-5.4334
6	80.8332	6.1360	80.8332	-6.1360
7	63.9267	6.6800	63.9267	-6.6800
8	42.1136	7.0628	42.1136	-7.0628
9	33.4104	7.2118	33.4104	-7.2118
10	21.2656	7.2887	21.2656	-7.2887
11	4.8300	6.8024	4.8300	-6.8024
12	-10.3209	5.4311	-10.3209	-5.4311
13	-34.1352	3.1111	-34.1352	-3.1111
14	-52.0644	1.1888	-52.0644	-1.1888
15	-60.4799	0.0000	-60.4799	0.0000

Fuente: Etabs.

Tabla 78. Momentos-M2.

P	90°		270°	
	phiPn	phiMn	phiPn	1phiMn
1	125.9966	0.0000	125.9966	0.0000
2	125.9966	2.3469	125.9966	-2.3469
3	121.8589	3.5940	121.8589	-3.5940
4	109.6832	4.5714	109.6832	-4.5714
5	95.8861	5.4334	95.8861	-5.4334
6	80.8332	6.1360	80.8332	-6.1360

7	63.9267	6.6800	63.9267	-6.6800
8	42.1136	7.0628	42.1136	-7.0628
9	33.4104	7.2118	33.4104	-7.2118
10	21.2656	7.2887	21.2656	-7.2887
11	4.8300	6.8024	4.8300	-6.8024
12	-10.3209	5.4311	-10.3209	-5.4311
13	-34.1352	3.1111	-34.1352	-3.1111
14	-52.0644	1.1888	-52.0644	-1.1888
15	-60.4799	0.0000	-60.4799	0.0000

Fuente: Etabs.

Tabla 79. Demanda Columna RU

P	V2	V3	T	M2	M3
-32.33	-0.16	0.48	0.00	0.48	-0.15
-9.27	-0.06	0.21	0.00	0.21	-0.06
5.37	1.32	0.29	0.05	0.53	1.84
6.93	1.07	0.38	0.04	0.64	1.48
				DEAD	32.3329
				LIVE	9.2694

Fuente: Etabs.

Tabla 80. Combinaciones de Diseño en XX-YY.

	COMBOS	P	M2	M3
GRAVEDAD	U1=1.4CM+1.7CV	61.0240	1.0326	-0.3218
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	57.3725	1.3979	1.5656
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	46.6333	0.3339	-2.1071
	U4=0.9CM+SISXX	34.4692	0.9671	1.6972
	U5=0.9CM-SISXX	23.7300	-0.0969	-1.9754
SISMO XX	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	58.9368	1.5096	1.2043
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	55.4696	0.2222	-1.7458
	U4=0.9CM+SISYY	36.0335	1.0788	1.3359
	U5=0.9CM-SISYY	22.1657	-0.2086	-1.6141

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 81. Combinaciones de Diseño en XX.

XX	COMBOS	P	M2	M3
GRAVEDAD	U1=1.4CM+1.7CV	61.0240	1.0326	-0.3218
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	57.3725	1.3979	1.5656
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	46.6333	0.3339	-2.1071
	U4=0.9CM+SISXX	34.4692	0.9671	1.6972
	U5=0.9CM-SISXX	23.7300	-0.0969	-1.9754
POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	57.3725	-1.3979	-1.5656
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	46.6333	-0.3339	2.1071
	U4=0.9CM+SISXX	34.4692	-0.9671	-1.6972
	U5=0.9CM-SISXX	23.7300	0.0969	1.9754
NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	57.3725	-1.3979	-1.5656
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	46.6333	-0.3339	2.1071
	U4=0.9CM+SISXX	34.4692	-0.9671	-1.6972
	U5=0.9CM-SISXX	23.7300	0.0969	1.9754

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 82. Combinaciones de Diseño en YY.

YY	COMBOS	P	M2	M3
GRAVEDAD	U1=1.4CM+1.7CV	61.0240	1.0326	-0.3218
	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	58.9368	1.5096	1.2043
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	55.4696	0.2222	-1.7458
	U4=0.9CM+SISYY	36.0335	1.0788	1.3359
	U5=0.9CM-SISYY	22.1657	-0.2086	-1.6141
POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	58.9368	-1.5096	-1.2043
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	55.4696	-0.2222	1.7458
	U4=0.9CM+SISYY	36.0335	-1.0788	-1.3359
	U5=0.9CM-SISYY	22.1657	0.2086	1.6141
NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	58.9368	-1.5096	-1.2043
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	55.4696	-0.2222	1.7458
	U4=0.9CM+SISYY	36.0335	-1.0788	-1.3359
	U5=0.9CM-SISYY	22.1657	0.2086	1.6141

Fuente: Elaboración propia.

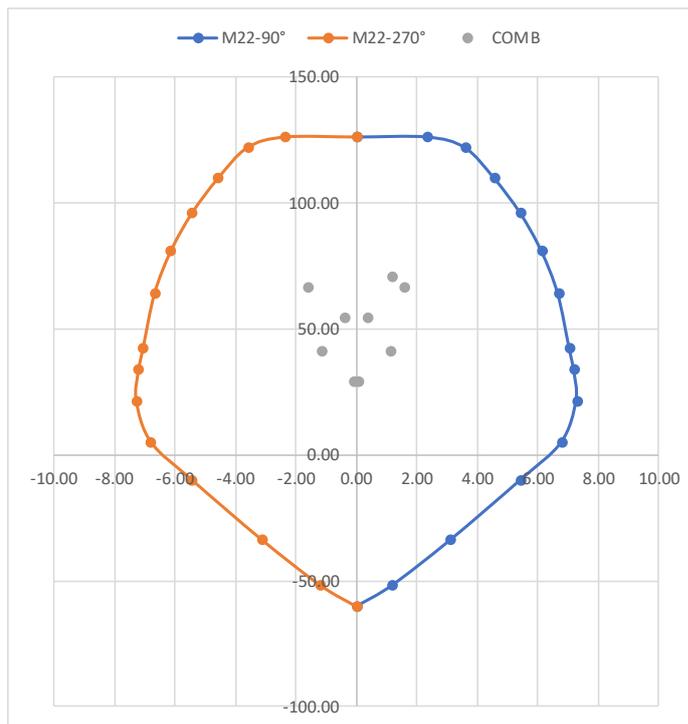
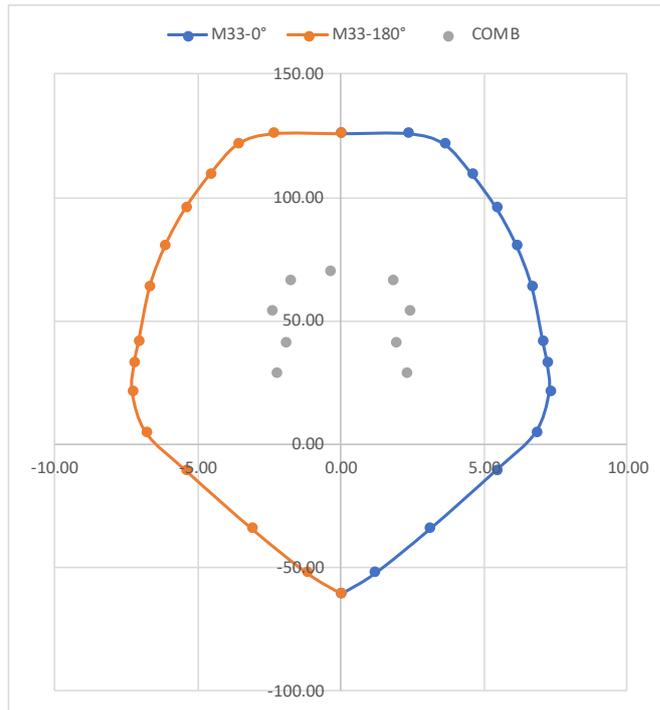


Figura 70. Diagrama de iteración en X.

Fuente: Etabs.

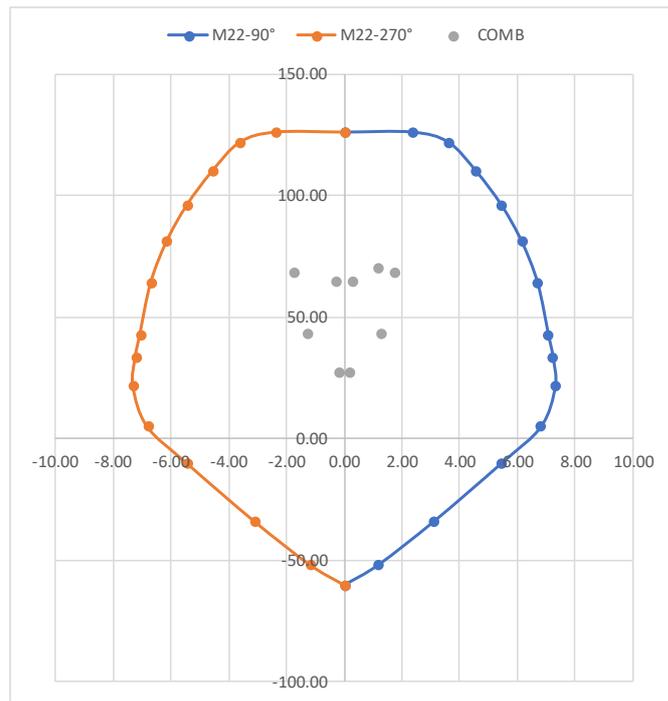
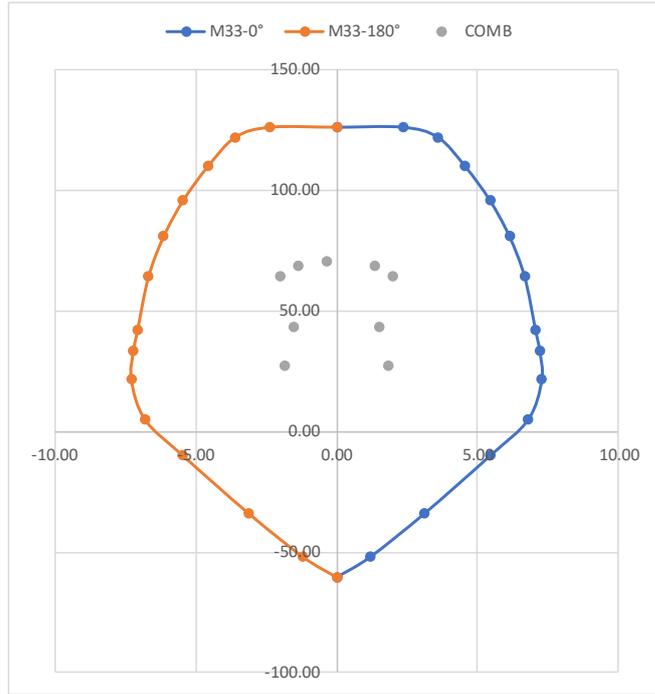


Figura 71. Diagrama de iteración en Y.

Fuente: Etabs.

7.5.2. Diseño por corte – C-01 (0.30x0.30)m.

DISEÑO POR CORTE DE COLUMNAS - NORMA E.060 - PISO 1-5

MATERIAL

$f'c$	=	210	Kg/cm ²	Resistencia a la compresión del concreto
f_y	=	4200	Kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero

RNE - E.060 10.2.7.3

Para $f'c$ entre 17 y 28 Mpa, el factor b_1 se debe tomar como 0.85. Para $f'c$ mayor o igual a 56 Mpa, b_1 se debe tomar como 0.65. Para $f'c$ entre 28 y 56 Mpa se debe interpolar linealmente entre 0.85 y 0.65.

GEOMETRÍA

b	=	30	cm	Ancho de columna
h	=	30	cm	Largo de columna
d'	=	5.75	cm	Recubrimiento
r	=	4.00	cm	
\emptyset_L	=	5/8	1.59 cm	1.99 cm ² Diámetro y área del Acero Principal
\emptyset_E	=	3/8	0.95 cm	0.71 cm ² Diámetro y área del Estribo
H	=	300.0	cm	Altura de columna

ZONA DE CONFINAMIENTO

Longitud de confinamiento

NORMA E060 - ARTICULO 21.4.5.3

La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

Lo1=	50.00	cm	(d)	Una sexta parte de la luz libre del elemento;
Lo2=	30.00	cm	(e)	La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
Lo3=	50.00	cm	(f)	500 mm.

Longitud de confinamiento asumida= **50.00** cm

Espaciamiento

NORMA E060 - ARTICULO 21.4.5.3

El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

Lo1=	12.70	cm	(a)	Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
Lo2=	15.00	cm	(b)	La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
Lo3=	10.00	cm	(c)	100 mm.

Espaciamiento asumido $s = 10.00$ cm
 Cantidad de estribos = 5.00 estribos

ZONA CENTRAL

Longitud zona central *Zona central*
 Fuera de la longitud L_o , el espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder al menor de (g) y (h):
Lo1= 15.88 cm
Lo2= 25.00 cm (g) Diez veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna.
 (h) 250 mm.

Longitud zona central asumida = 15.00 cm
 Cantidad de estribos = 13.00 estribos

ZONA DE NUDO

Espaciamiento *NORMA E060 - ARTICULO 21.4.5.5*
 El refuerzo transversal del nudo debe estar de acuerdo con 11.11.2. El espaciamiento no debe exceder de 150 mm.
Lo1= 10.00 cm

Cantidad de estribos = 2.00 estribos

7.6. Diseño de Placas.

7.6.1. Diseño por flexocompresión.

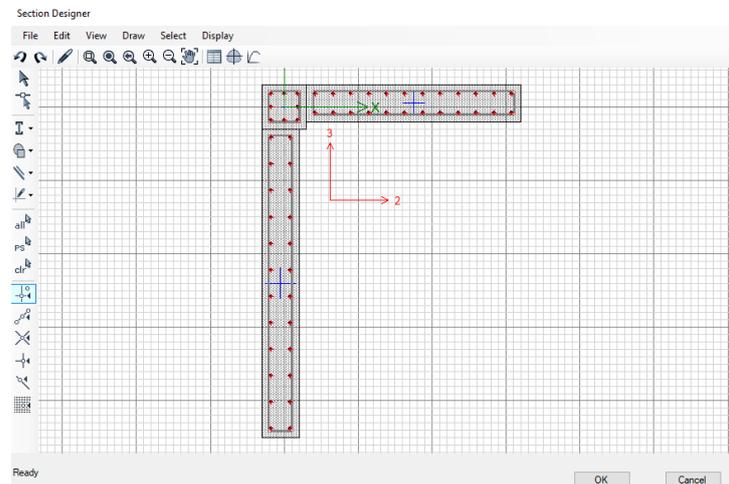


Figura 72. Diseño de sección de P-01.

Fuente: Etabs.

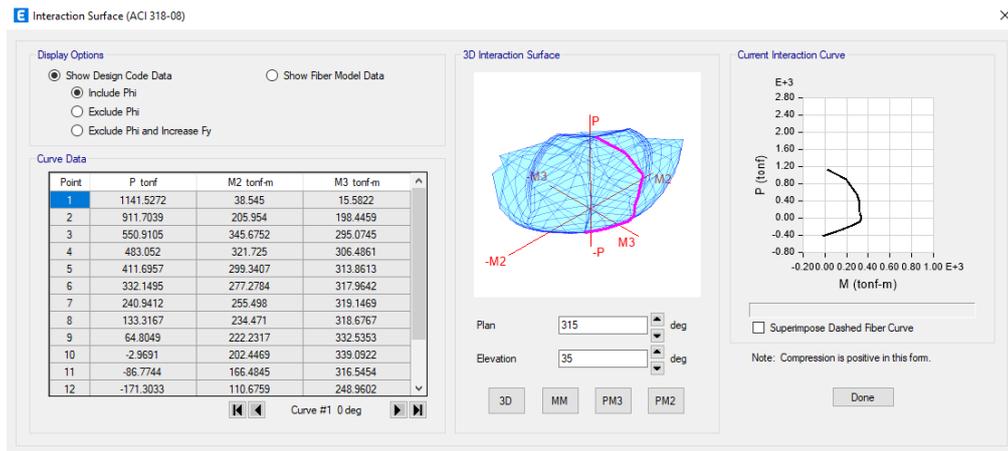


Figura 73. Análisis estructural-Diagrama de iteración-Curve #01 0deg.

Fuente: Etabs.

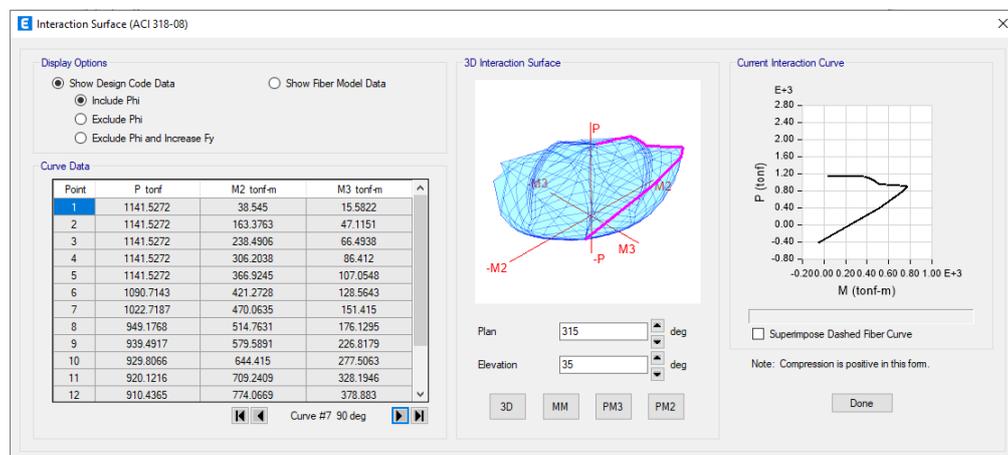


Figura 74. Análisis estructural-Diagrama de iteración-Curve #07 90deg.

Fuente: Etabs.

Tabla 83. Curva #1 – 0 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	1141.5272	38.5450	15.5822
2	911.7039	205.9540	198.4459
3	550.9105	345.6752	295.0745
4	483.0520	321.7250	306.4861
5	411.6957	299.3407	313.8613
6	332.1495	277.2784	317.9642
7	240.9412	255.4980	319.1469
8	133.3167	234.4710	318.6767
9	64.8049	222.2317	332.5353

10	-2.9691	202.4469	339.0922
11	-86.7744	166.4845	316.5454
12	-171.3033	110.6759	248.9602
13	-255.0546	55.3808	170.4974
14	-338.1268	0.5340	81.0359
15	-423.3592	-55.7389	-22.5330

Fuente: Etabs.

Tabla 84. Curva #7 – 90 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	1141.5272	38.5450	15.5822
2	1141.5272	163.3763	47.1151
3	1141.5272	238.4906	66.4938
4	1141.5272	306.2038	86.4120
5	1141.5272	366.9245	107.0548
6	1090.7143	421.2728	128.5643
7	1022.7187	470.0635	151.4150
8	949.1768	514.7631	176.1295
9	939.4917	579.5891	226.8179
10	929.8066	644.4150	277.5063
11	920.1216	709.2409	328.1946
12	910.4365	774.0669	378.8830
13	783.3737	727.0969	402.4418
14	404.3239	515.8039	303.1774
15	-423.3592	-55.7389	-22.5330

Fuente: Etabs.

Tabla 85. Curva #13 – 180 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	1141.5272	38.5450	15.5822
2	1141.5272	-15.8924	-70.7664
3	1141.5272	-45.5924	-117.5633

4	1141.5272	-76.3122	-160.8560
5	1141.5272	-108.5542	-201.0301
6	1141.5272	-142.8164	-238.6426
7	1096.3578	-179.6948	-274.5376
8	1034.0028	-220.8635	-310.0007
9	1013.1245	-287.0488	-344.0461
10	992.2461	-353.2341	-378.0914
11	971.3678	-419.4195	-412.1368
12	950.4894	-485.6048	-446.1822
13	929.6111	-551.7901	-480.2275
14	311.8224	-334.2942	-309.3201
15	-423.3592	-55.7389	-22.5330

Fuente: Etabs.

Tabla 86. Curva #19 – 270 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	1141.5272	38.5450	15.5822
2	907.0428	-300.5476	-169.0962
3	701.1849	-413.8496	-225.7048
4	621.9061	-445.3229	-214.2512
5	536.6541	-470.9238	-203.9031
6	443.0549	-491.3030	-194.9290
7	337.9790	-507.9210	-187.8931
8	216.6445	-523.3061	-183.7609
9	147.0276	-557.1409	-181.5695
10	75.5657	-581.6259	-175.9378
11	-17.0897	-560.4192	-159.0645
12	-117.6077	-464.0790	-125.2843
13	-217.7819	-349.4912	-91.6196
14	-315.7098	-219.5732	-58.7098
15	-423.3592	-55.7389	-22.5330

Fuente: Etabs.

Tabla 87. Momentos-M3.

P	0°		180°	
	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn
1	1141.5272	15.5822	1141.5272	15.5822
2	911.7039	198.4459	1141.5272	-70.7664
3	550.9105	295.0745	1141.5272	-117.5633
4	483.0520	306.4861	1141.5272	-160.8560
5	411.6957	313.8613	1141.5272	-201.0301
6	332.1495	317.9642	1141.5272	-238.6426
7	240.9412	319.1469	1096.3578	-274.5376
8	133.3167	318.6767	1034.0028	-310.0007
9	64.8049	332.5353	1013.1245	-344.0461
10	-2.9691	339.0922	992.2461	-378.0914
11	-86.7744	316.5454	971.3678	-412.1368
12	-171.3033	248.9602	950.4894	-446.1822
13	-255.0546	170.4974	929.6111	-480.2275
14	-338.1268	81.0359	311.8224	-309.3201
15	-423.3592	-22.5330	-423.3592	-22.5330

Fuente: Etabs.

Tabla 88. Momentos-M2.

P	90°		270°	
	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn
1	1141.5272	38.5450	1141.5272	38.5450
2	1141.5272	163.3763	907.0428	-300.5476
3	1141.5272	238.4906	701.1849	-413.8496
4	1141.5272	306.2038	621.9061	-445.3229
5	1141.5272	366.9245	536.6541	-470.9238
6	1090.7143	421.2728	443.0549	-491.3030
7	1022.7187	470.0635	337.9790	-507.9210
8	949.1768	514.7631	216.6445	-523.3061
9	939.4917	579.5891	147.0276	-557.1409

10	929.8066	644.4150	75.5657	-581.6259
11	920.1216	709.2409	-17.0897	-560.4192
12	910.4365	774.0669	-117.6077	-464.0790
13	783.3737	727.0969	-217.7819	-349.4912
14	404.3239	515.8039	-315.7098	-219.5732
15	-423.3592	-55.7389	-423.3592	-55.7389

Fuente: Etabs.

Tabla 89. Demanda columna RU.

P	V2	V3	T	M2	M3
-44.08	-0.41	-1.62	0.42	3.66	-10.86
-7.43	-0.14	-0.72	0.19	0.93	-3.14
8.93	18.93	22.67	13.24	112.24	95.83
7.04	19.02	22.22	16.00	114.14	106.80
				DEAD	44.077
				LIVE	7.4259

Fuente: Etabs.

Tabla 90. Combinaciones de diseño.

		COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
			P	M2	M3
GRAVEDAD	U1=1.4CM+1.7CV	74.3318	6.7006	-20.5375	
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	73.3086	117.9776	78.3312	
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	55.4486	-106.5084	-113.3244	
	U4=0.9CM+SISXX	48.5993	115.5384	86.0540	
	U5=0.9CM-SISXX	30.7393	-108.9476	-105.6016	
SISMO XX	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	71.4196	119.8786	89.3001	
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	70.2134	-108.4094	-124.2933	
	U4=0.9CM+SISYY	46.7103	117.4394	97.0229	
	U5=0.9CM-SISYY	32.6283	-110.8486	-116.5705	

Fuente: Etabs.

Tabla 91. Combinaciones de diseño en XX.

XX	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO			
		P	M2	M3	
GRAVEDAD	U1=1.4CM+1.7CV	74.3318	6.7006	-20.5375	
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	73.3086	117.9776	78.3312	
	POSITIVO	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	55.4486	-106.5084	-113.3244
		U4=0.9CM+SISXX	48.5993	115.5384	86.0540
		U5=0.9CM-SISXX	30.7393	-108.9476	-105.6016
NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	73.3086	-117.9776	-78.3312	
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	55.4486	106.5084	113.3244	
	U4=0.9CM+SISXX	48.5993	-115.5384	-86.0540	
	U5=0.9CM-SISXX	30.7393	108.9476	105.6016	

Fuente: Etabs.

Tabla 92. Combinaciones de diseño en YY.

YY	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO			
		P	M2	M3	
GRAVEDAD	U1=1.4CM+1.7CV	74.3318	6.7006	-20.5375	
	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	71.4196	119.8786	89.3001	
	POSITIVO	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	70.2134	-108.4094	-124.2933
		U4=0.9CM+SISYY	46.7103	117.4394	97.0229
		U5=0.9CM-SISYY	32.6283	-110.8486	-116.5705
NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	71.4196	-119.8786	-89.3001	
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	70.2134	108.4094	124.2933	
	U4=0.9CM+SISYY	46.7103	-117.4394	-97.0229	
	U5=0.9CM-SISYY	32.6283	110.8486	116.5705	

Fuente: Etabs.

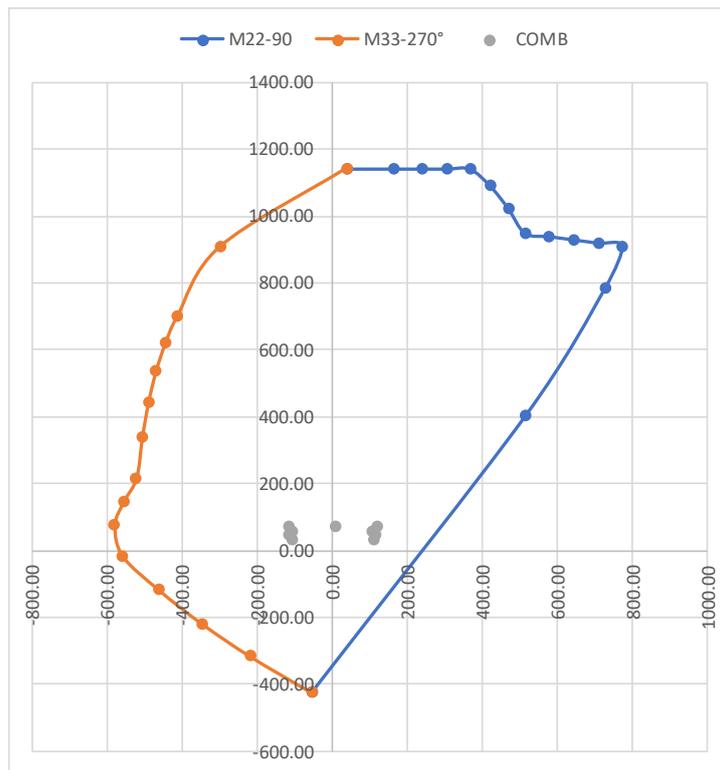
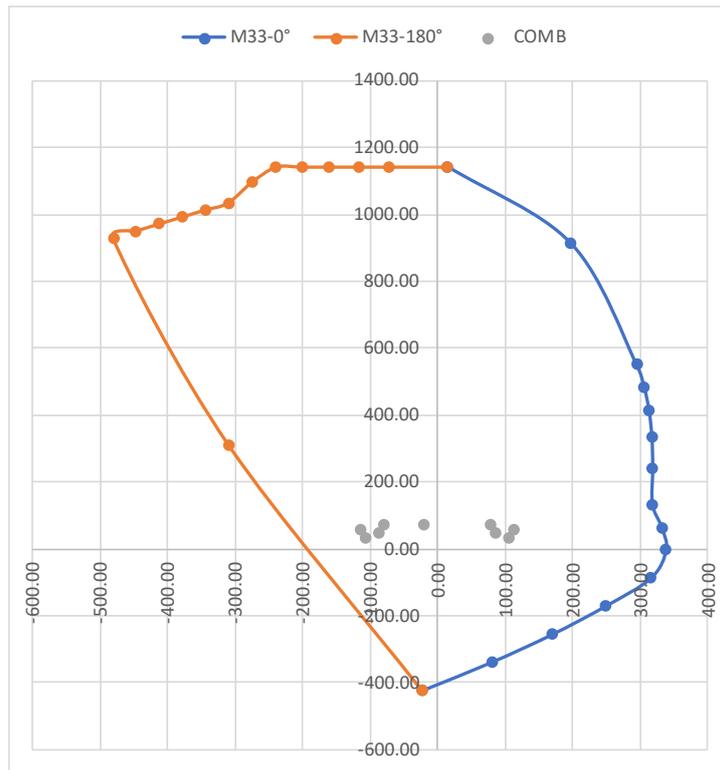


Figura 75. Diagrama de iteración en X.

Fuente: Etabs.

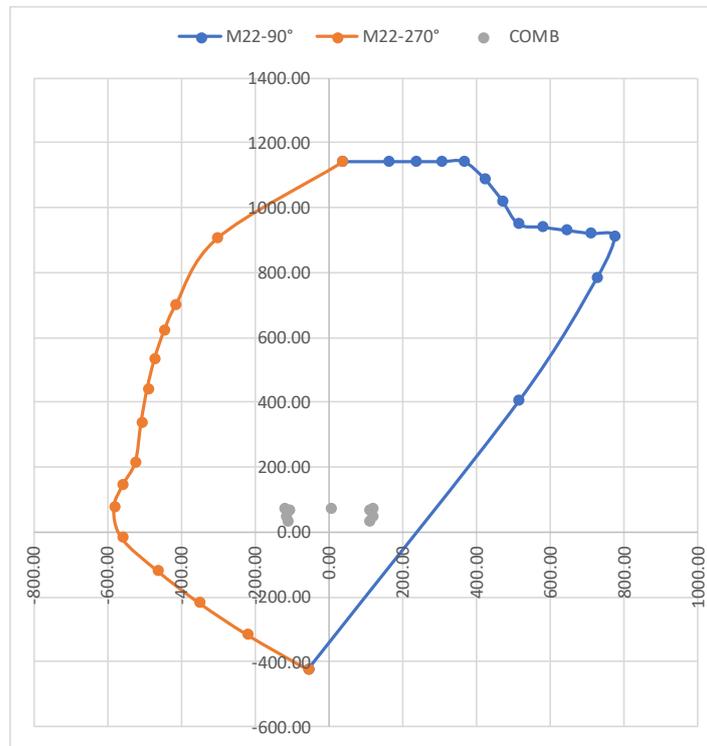
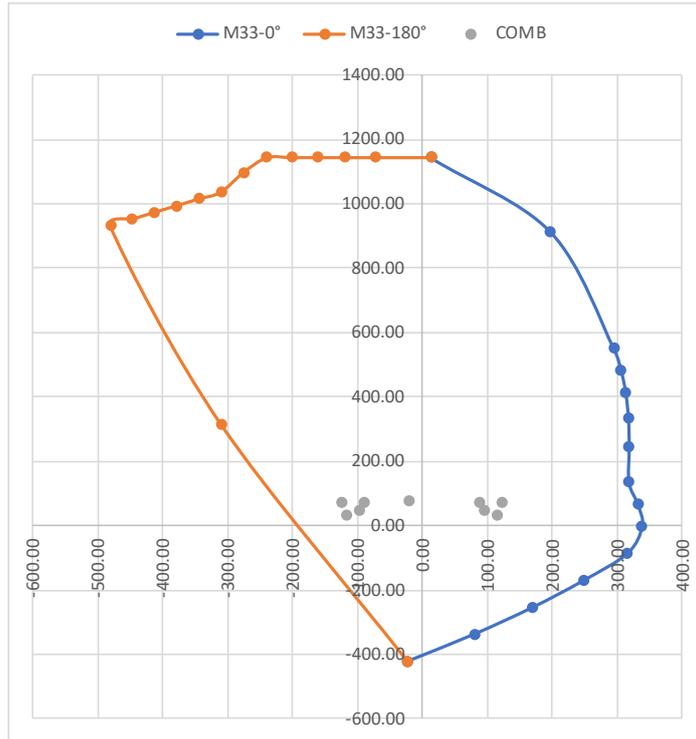


Figura 76. Diagrama de iteración en Y.

Fuente: Etabs.

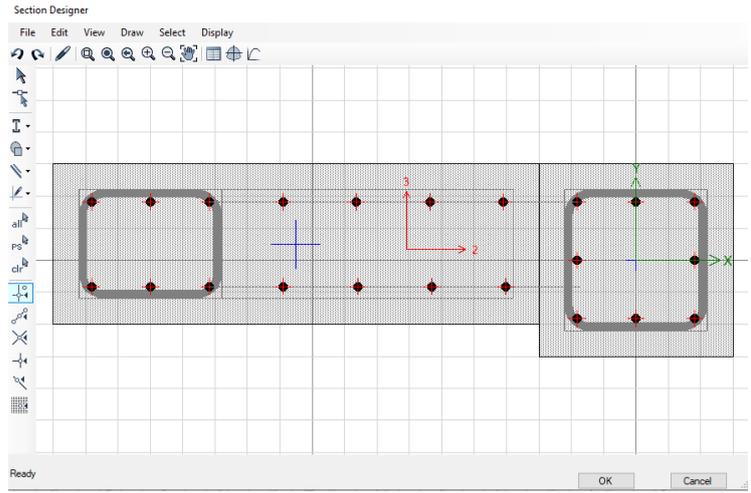


Figura 77. Diseño de sección de P-02.

Fuente: Etabs.

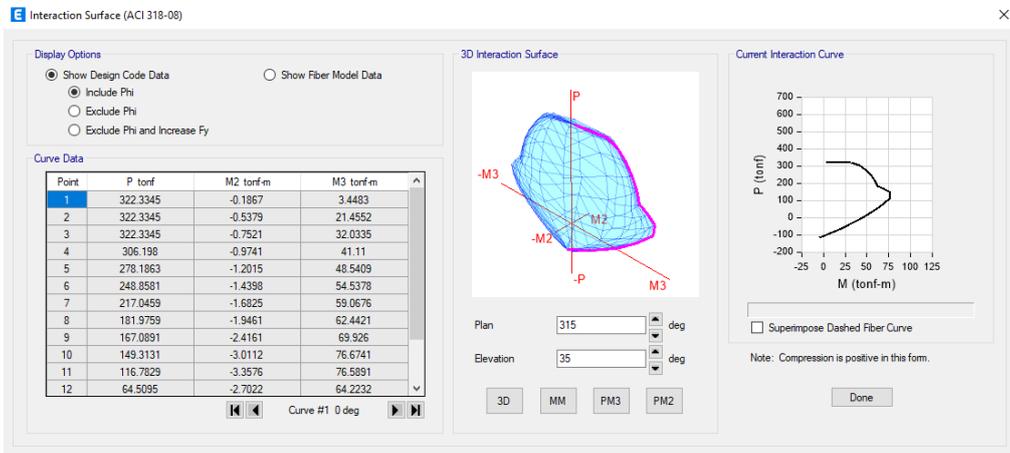


Figura 78. Análisis estructural-Diagrama de iteración-Curve #01 0deg.

Fuente: Etabs.

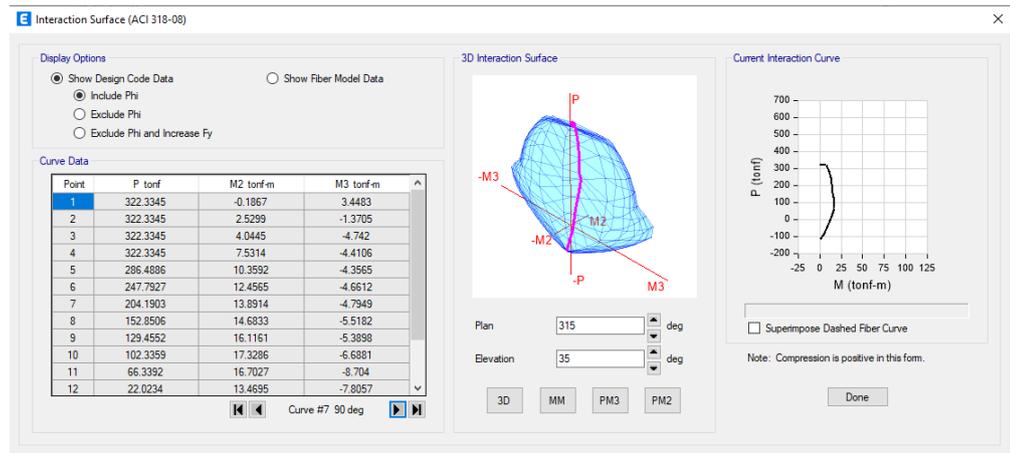


Figura 79. Análisis estructural-Diagrama de iteración-Curve #07 90deg.

Fuente: Etabs.

Tabla 93. Curva #1 – 0 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	322.3345	-0.1867	3.4483
2	322.3345	-0.5379	21.4552
3	322.3345	-0.7521	32.0335
4	306.1980	-0.9741	41.1100
5	278.1863	-1.2015	48.5409
6	248.8581	-1.4398	54.5378
7	217.0459	-1.6825	59.0676
8	181.9759	-1.9461	62.4421
9	167.0891	-2.4161	69.9260
10	149.3131	-3.0112	76.6741
11	116.7829	-3.3576	76.5891
12	64.5095	-2.7022	64.2232
13	7.4212	-1.8328	46.6225
14	-62.3464	-0.6542	20.2011
15	-117.0578	0.2699	-4.9865

Fuente: Etabs.

Tabla 94. Curva #7 – 90 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	322.3345	-0.1867	3.4483
2	322.3345	2.5299	-1.3705
3	322.3345	4.0445	-4.7420
4	322.3345	7.5314	-4.4106
5	286.4886	10.3592	-4.3565
6	247.7927	12.4565	-4.6612
7	204.1903	13.8914	-4.7949
8	152.8506	14.6833	-5.5182
9	129.4552	16.1161	-5.3898
10	102.3359	17.3286	-6.6881
11	66.3392	16.7027	-8.7040

12	22.0234	13.4695	-7.8057
13	-41.4927	8.3067	-6.5182
14	-87.7965	3.9111	-5.5797
15	-117.0578	0.2699	-4.9865

Fuente: Etabs.

Tabla 95. Curva #13 – 180 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	322.3345	-0.1867	3.4483
2	322.3345	0.6323	-18.4094
3	313.6218	1.1320	-30.0928
4	280.0085	1.6504	-40.0815
5	246.3592	2.0527	-47.9630
6	214.4616	1.9543	-53.6953
7	179.5908	1.8754	-58.1755
8	140.5086	1.8265	-61.7630
9	118.3371	1.9096	-68.8572
10	94.4069	1.8881	-74.3688
11	60.2506	1.7113	-73.2874
12	17.3781	1.3616	-61.8079
13	-26.3662	1.0053	-46.7042
14	-74.8530	0.6121	-26.1773
15	-117.0578	0.2699	-4.9865

Fuente: Etabs.

Tabla 96. Curva #19 – 270 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	322.3345	-0.1867	3.4483
2	322.3345	-5.4683	3.5851
3	308.4422	-8.6179	4.1715
4	271.3181	-10.9100	4.7175
5	230.7527	-12.5841	5.2800

6	187.3805	-13.5578	5.8226
7	139.9039	-13.8424	6.3932
8	84.1992	-13.4809	6.4642
9	60.9495	-13.2774	6.5235
10	26.3726	-12.4359	6.5051
11	-22.9140	-9.8102	6.8248
12	-74.1284	-5.2078	8.9508
13	-95.2243	-2.7819	2.7585
14	-108.6974	-1.0528	-2.0208
15	-117.0578	0.2699	-4.9865

Fuente: Etabs.

Tabla 97. Momentos – M3.

P	0°		180°	
	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn
1	322.3345	3.4483	322.3345	3.4483
2	322.3345	21.4552	322.3345	-18.4094
3	322.3345	32.0335	313.6218	-30.0928
4	306.1980	41.1100	280.0085	-40.0815
5	278.1863	48.5409	246.3592	-47.9630
6	248.8581	54.5378	214.4616	-53.6953
7	217.0459	59.0676	179.5908	-58.1755
8	181.9759	62.4421	140.5086	-61.7630
9	167.0891	69.9260	118.3371	-68.8572
10	149.3131	76.6741	94.4069	-74.3688
11	116.7829	76.5891	60.2506	-73.2874
12	64.5095	64.2232	17.3781	-61.8079
13	7.4212	46.6225	-26.3662	-46.7042
14	-62.3464	20.2011	-74.8530	-26.1773
15	-117.0578	-4.9865	-117.0578	-4.9865

Fuente: Etabs.

Tabla 98. Momentos – M2.

P	90°		270°	
	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn
1	322.3345	-0.1867	322.3345	-0.1867
2	322.3345	2.5299	322.3345	-5.4683
3	322.3345	4.0445	308.4422	-8.6179
4	322.3345	7.5314	271.3181	-10.9100
5	286.4886	10.3592	230.7527	-12.5841
6	247.7927	12.4565	187.3805	-13.5578
7	204.1903	13.8914	139.9039	-13.8424
8	152.8506	14.6833	84.1992	-13.4809
9	129.4552	16.1161	60.9495	-13.2774
10	102.3359	17.3286	26.3726	-12.4359
11	66.3392	16.7027	-22.9140	-9.8102
12	22.0234	13.4695	-74.1284	-5.2078
13	-41.4927	8.3067	-95.2243	-2.7819
14	-87.7965	3.9111	-108.6974	-1.0528
15	-117.0578	0.2699	-117.0578	0.2699

Fuente: Etabs.

Tabla 99. Demanda columna RU.

P	V2	V3	T	M2	M3
-44.35	1.20	0.34	0.03	0.36	1.73
-10.36	0.68	0.14	0.02	0.14	0.99
26.47	8.14	0.33	0.24	1.01	18.37
19.75	6.18	0.33	0.20	0.97	13.99
				DEAD	44.3487
				LIVE	10.358

Fuente: Etabs.

Tabla 100. Combinaciones de diseño.

	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
		GRAVEDAD	U1=1.4CM+1.7CV	79.6968
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	94.8577	1.6360	21.7703
SISMO XX	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	41.9091	-0.3875	-14.9641
	U4=0.9CM+SISXX	66.3881	1.3330	19.9266
	U5=0.9CM-SISXX	13.4395	-0.6904	-16.8078
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	88.1343	1.5952	17.3897
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	62.3092	-0.3467	-10.5835
	U4=0.9CM+SISYY	59.6647	1.2922	15.5460
	U5=0.9CM-SISYY	20.1629	-0.6496	-12.4272

Fuente: Etabs.

Tabla 101. Combinaciones de diseño XX.

XX	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
		GRAVEDAD	U1=1.4CM+1.7CV	79.6968
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	94.8577	1.6360	21.7703
POSITIVO	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	41.9091	-0.3875	-14.9641
	U4=0.9CM+SISXX	66.3881	1.3330	19.9266
	U5=0.9CM-SISXX	13.4395	-0.6904	-16.8078
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	94.8577	-1.6360	-21.7703
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	41.9091	0.3875	14.9641
NEGATIVO	U4=0.9CM+SISXX	66.3881	-1.3330	-19.9266
	U5=0.9CM-SISXX	13.4395	0.6904	16.8078

Fuente: Etabs.

Tabla 102. Combinaciones de diseño YY.

YY	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
GRAVEDAD	U1=1.4CM+1.7CV	79.6968	0.7419	4.1084
	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	88.1343	1.5952	17.3897
POSITIVO	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	62.3092	-0.3467	-10.5835
	U4=0.9CM+SISYY	59.6647	1.2922	15.5460
	U5=0.9CM-SISYY	20.1629	-0.6496	-12.4272
NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	88.1343	-1.5952	-17.3897
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	62.3092	0.3467	10.5835
	U4=0.9CM+SISYY	59.6647	-1.2922	-15.5460
	U5=0.9CM-SISYY	20.1629	0.6496	12.4272

Fuente: Etabs.

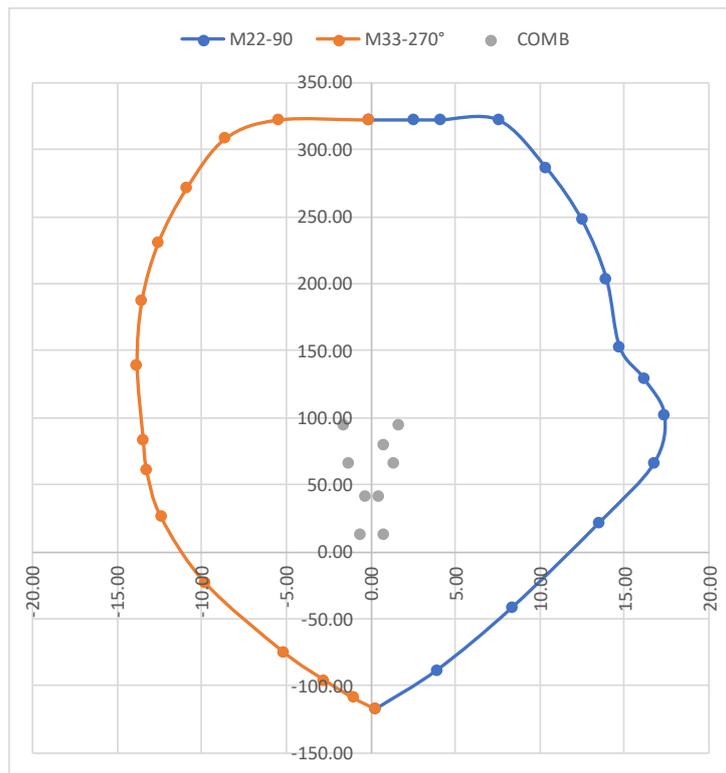
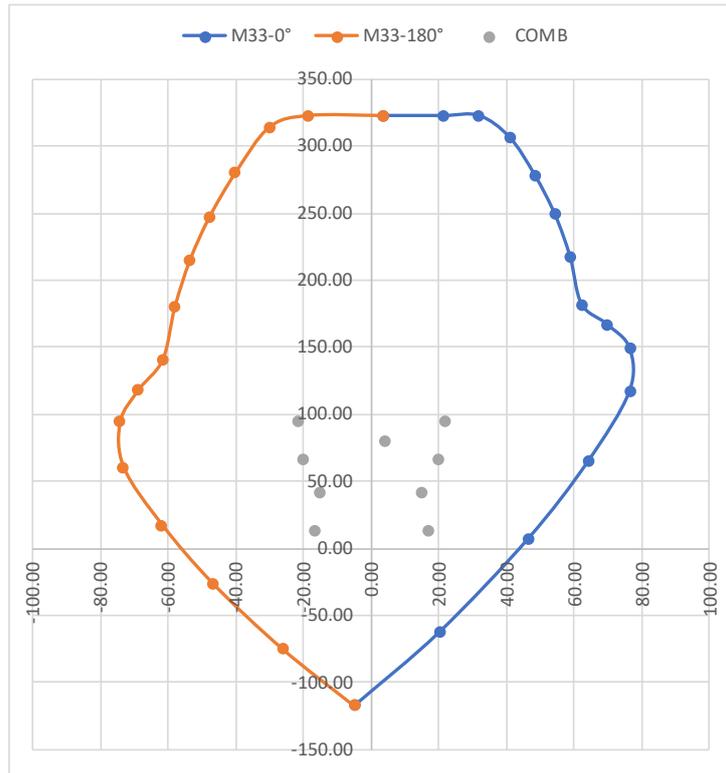


Figura 77. Diagrama de iteración en X.

Fuente: Etabs.

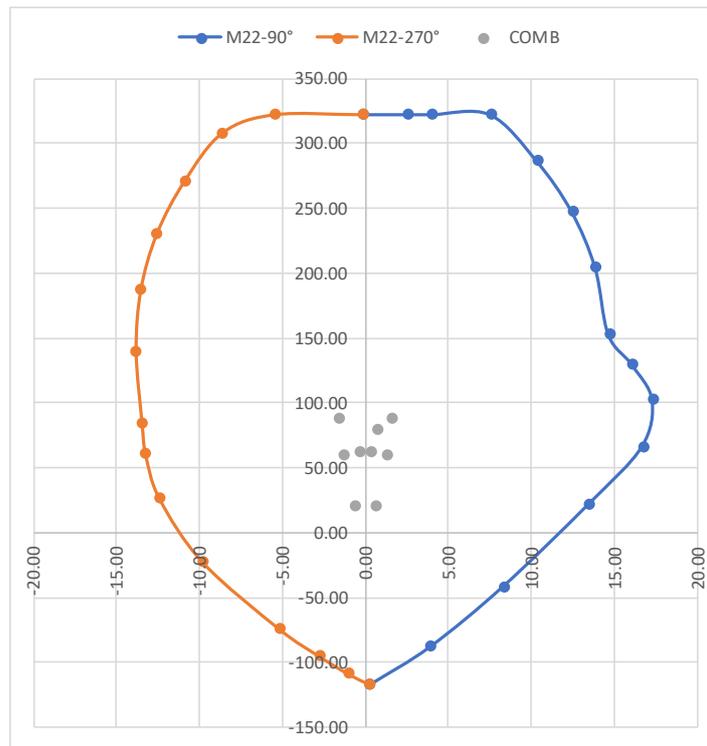
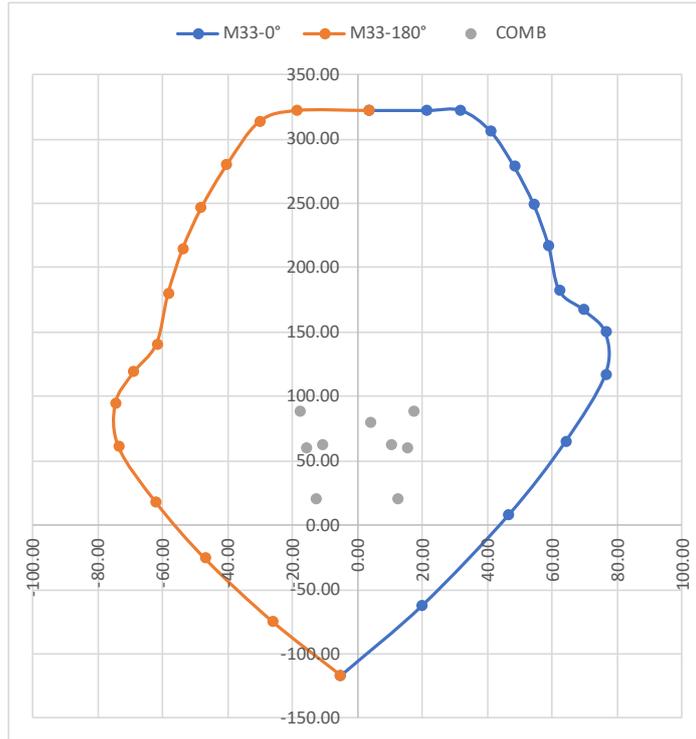


Figura 78. Diagrama de iteración en Y.

Fuente: Etabs.

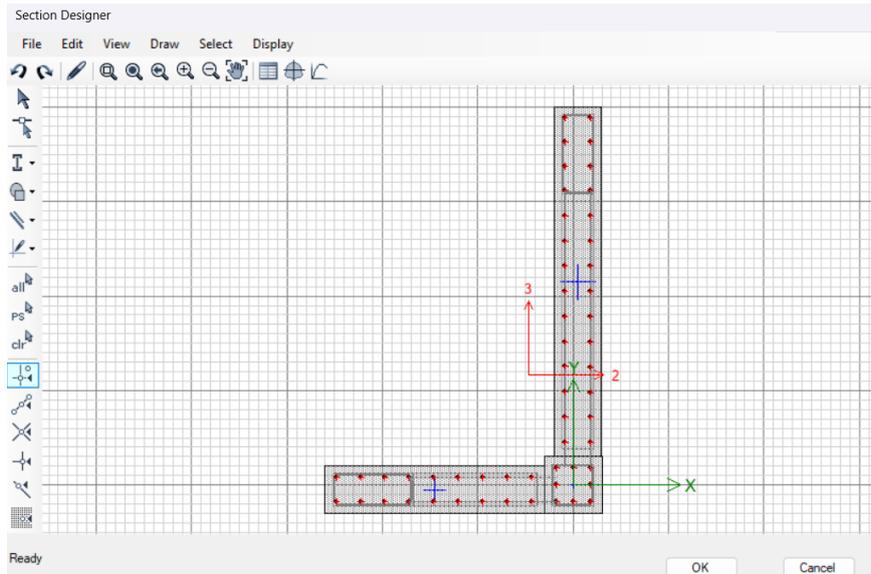


Figura 79. Diseño de sección de P-03.

Fuente: Etabs.

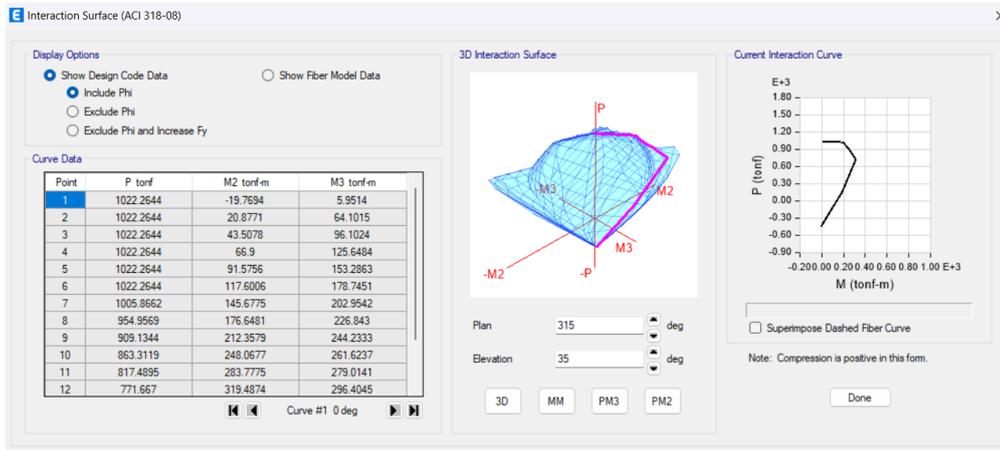


Figura 80. Análisis estructural-Diagrama de iteracción-Curve #01 0deg.

Fuente: Etabs.

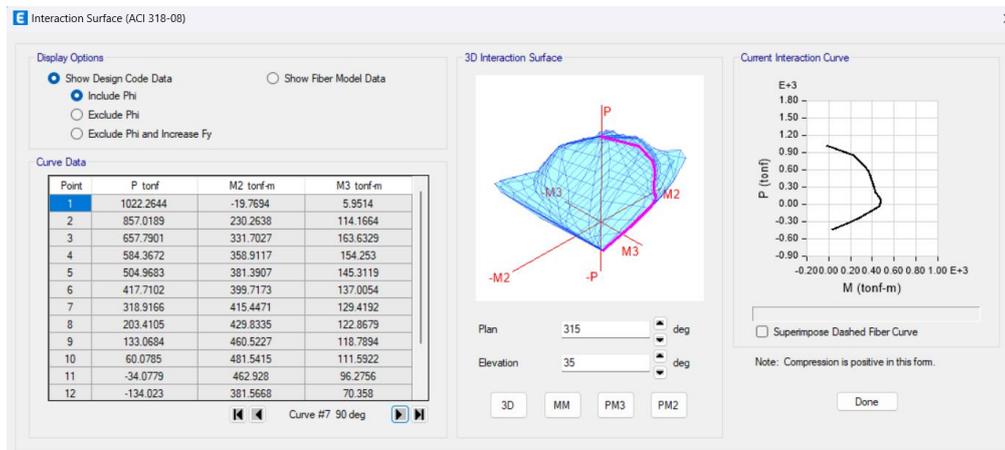


Figura 81. Análisis estructural-Diagrama de iteracción-Curve #01 0deg.

Fuente: Etabs.

Tabla 103. Curva #1 – 0 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	1022.2644	-19.7694	5.9514
2	1022.2644	20.8771	64.1015
3	1022.2644	43.5078	96.1024
4	1022.2644	66.9000	125.6484
5	1022.2644	91.5756	153.2863
6	1022.2644	117.6006	178.7451
7	1005.8662	145.6775	202.9542
8	954.9569	176.6481	226.8430
9	909.1344	212.3579	244.2333
10	863.3119	248.0677	261.6237
11	817.4895	283.7775	279.0141
12	771.6670	319.4874	296.4045
13	725.8445	355.1972	313.7948
14	159.5714	203.7549	185.6397
15	-438.4791	28.5881	-8.6061

Fuente: Etabs.

Tabla 104. Curva #7 – 90 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	1022.2644	-19.7694	5.9514
2	857.0189	230.2638	114.1664
3	657.7901	331.7027	163.6329
4	584.3672	358.9117	154.2530
5	504.9683	381.3907	145.3119
6	417.7102	399.7173	137.0054
7	318.9166	415.4471	129.4192
8	203.4105	429.8335	122.8679
9	133.0684	460.5227	118.7894
10	60.0785	481.5415	111.5922
11	-34.0779	462.9280	96.2756

12	-134.0230	381.5668	70.3580
13	-234.5942	282.3744	44.2758
14	-334.7002	166.7732	18.3115
15	-438.4791	28.5881	-8.6061

Fuente: EtabS.

Tabla 105. Curva #13 – 180 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	1022.2644	-19.7694	5.9514
2	833.0325	-130.3527	-121.2425
3	544.5190	-222.6447	-185.1604
4	399.6434	-242.3664	-207.1146
5	330.4222	-226.3655	-214.4584
6	252.1693	-210.9665	-220.1899
7	161.0525	-196.2554	-224.7717
8	50.5487	-182.1541	-228.8577
9	-25.1714	-175.6661	-242.3335
10	-89.6850	-162.9838	-249.7022
11	-166.2577	-137.0138	-235.9835
12	-233.9673	-95.8232	-191.0766
13	-301.3886	-54.8087	-138.7874
14	-370.7871	-12.5913	-76.7748
15	-438.4791	28.5881	-8.6061

Fuente: EtabS.

Tabla 106. Curva #19 – 270 deg.

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	1022.2644	-19.7694	5.9514
2	1022.2644	-129.9071	-19.3110
3	1022.2644	-190.5405	-33.3344
4	1022.2644	-245.0680	-47.7256
5	1012.3274	-294.8740	-62.9053

6	950.6360	-340.0881	-78.9038
7	884.0241	-381.5405	-96.1788
8	810.9768	-420.8432	-115.1222
9	787.4271	-473.5046	-151.6904
10	763.8773	-526.1660	-188.2585
11	740.3275	-578.8274	-224.8266
12	716.7777	-631.4888	-261.3947
13	590.7004	-586.7447	-280.3923
14	212.2614	-389.3482	-197.8869
15	-438.4791	28.5881	-8.6061

Fuente: Etabs.

Tabla 107. Momentos – M3.

P	0°		180°	
	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn
1	1022.2644	5.9514	1141.5272	15.5822
2	1022.2644	64.1015	1141.5272	-70.7664
3	1022.2644	96.1024	1141.5272	-117.5633
4	1022.2644	125.6484	1141.5272	-160.8560
5	1022.2644	153.2863	1141.5272	-201.0301
6	1022.2644	178.7451	1141.5272	-238.6426
7	1005.8662	202.9542	1096.3578	-274.5376
8	954.9569	226.8430	1034.0028	-310.0007
9	909.1344	244.2333	1013.1245	-344.0461
10	863.3119	261.6237	992.2461	-378.0914
11	817.4895	279.0141	971.3678	-412.1368
12	771.6670	296.4045	950.4894	-446.1822
13	725.8445	313.7948	929.6111	-480.2275
14	159.5714	185.6397	311.8224	-309.3201
15	-438.4791	-8.6061	-423.3592	-22.5330

Fuente: Etabs.

Tabla 108. Momentos-M2.

P	90°		270°	
	phiPn	phiMn	phiPn	phiMn
1	1022.2644	-19.7694	1022.2644	-19.7694
2	857.0189	230.2638	1022.2644	-129.9071
3	657.7901	331.7027	1022.2644	-190.5405
4	584.3672	358.9117	1022.2644	-245.0680
5	504.9683	381.3907	1012.3274	-294.8740
6	417.7102	399.7173	950.6360	-340.0881
7	318.9166	415.4471	884.0241	-381.5405
8	203.4105	429.8335	810.9768	-420.8432
9	133.0684	460.5227	787.4271	-473.5046
10	60.0785	481.5415	763.8773	-526.1660
11	-34.0779	462.9280	740.3275	-578.8274
12	-134.0230	381.5668	716.7777	-631.4888
13	-234.5942	282.3744	590.7004	-586.7447
14	-334.7002	166.7732	212.2614	-389.3482
15	-438.4791	28.5881	-438.4791	28.5881

Fuente: Etabs.

Tabla 109. Demanda columna RU.

P	V2	V3	T	M2	M3
-57.13	-0.90	-0.95	0.32	0.78	-1.44
-5.57	-0.26	-0.20	0.05	-0.20	-0.24
24.30	30.99	14.57	11.47	209.91	72.25
22.10	35.48	15.48	14.80	238.33	89.62
				DEAD	57.1316
				LIVE	5.5694

Fuente: Etabs.

Tabla 110. Combinaciones de diseño.

	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
GRAVEDAD	U1=1.4CM+1.7CV	89.4522	0.7403	-2.4308
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	102.6773	210.6279	70.1403
SISMO XX	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	54.0753	-209.1961	-74.3505
	U4=0.9CM+SISXX	75.7194	210.6118	70.9489
	U5=0.9CM-SISXX	27.1174	-209.2123	-73.5419
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	100.4725	239.0432	87.5174
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	71.9553	-237.6114	-91.7276
	U4=0.9CM+SISYY	73.5146	239.0271	88.3260
	U5=0.9CM-SISYY	29.3222	-237.6276	-90.9190

Fuente: Etabs.

Tabla 111. Combinaciones de diseño XX.

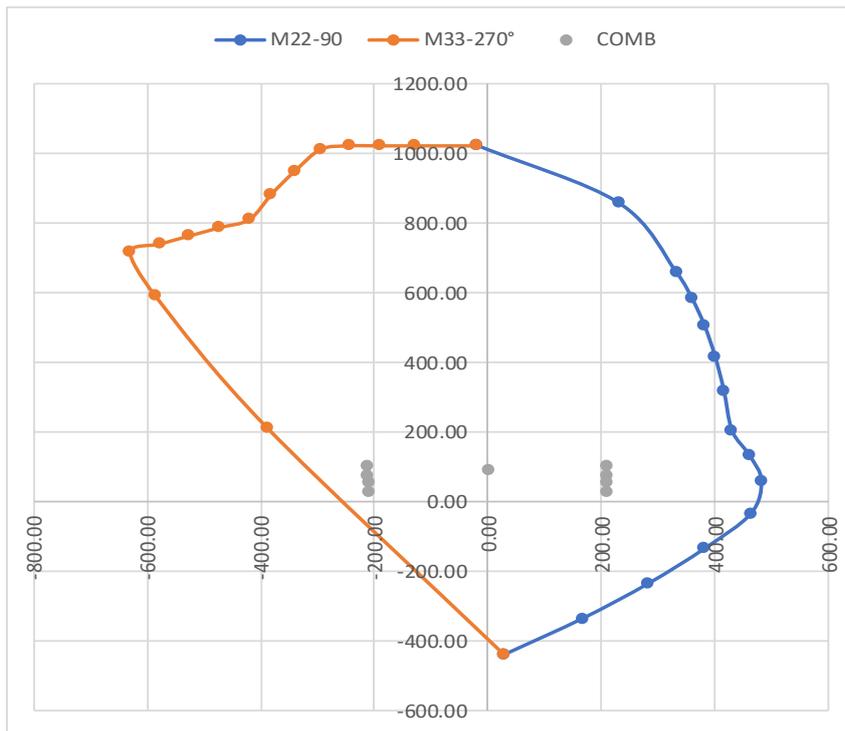
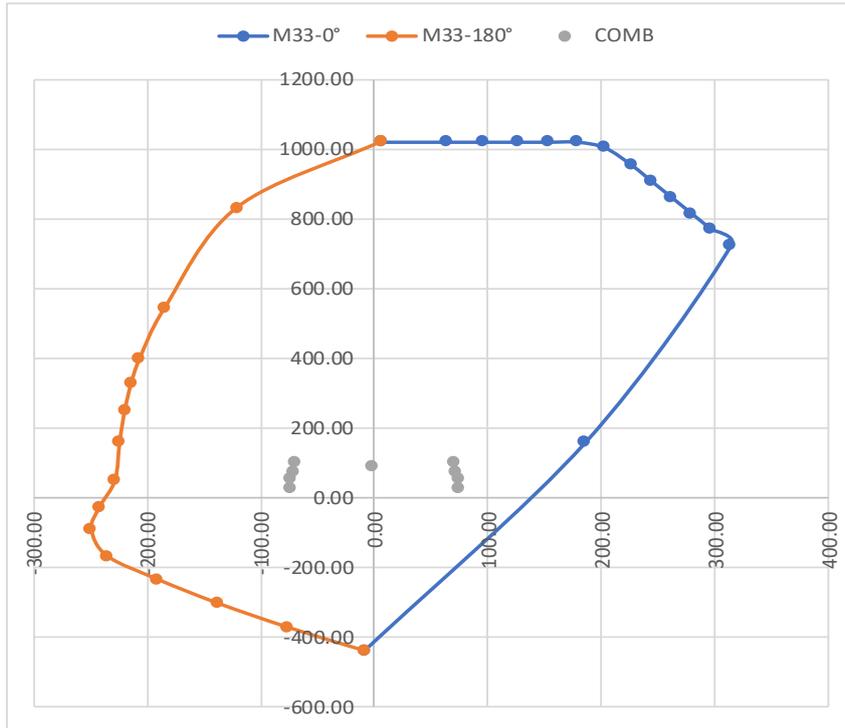
XX	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
GRAVEDAD	U1=1.4CM+1.7CV	89.4522	0.7403	-2.4308
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	102.6773	210.6279	70.1403
POSITIVO	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	54.0753	-209.1961	-74.3505
	U4=0.9CM+SISXX	75.7194	210.6118	70.9489
	U5=0.9CM-SISXX	27.1174	-209.2123	-73.5419
NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	102.6773	-210.6279	-70.1403
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	54.0753	209.1961	74.3505
	U4=0.9CM+SISXX	75.7194	-210.6118	-70.9489
	U5=0.9CM-SISXX	27.1174	209.2123	73.5419

Fuente: Etabs.

Tabla 112. Combinaciones de diseño YY.

YY	COMBOS	COMBINACIONES DE DISEÑO			
		P	M2	M3	
GRAVEDAD	U1=1.4CM+1.7CV	89.4522	0.7403	-2.4308	
	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	100.4725	239.0432	87.5174	
	POSITIVO	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	71.9553	-237.6114	-91.7276
		U4=0.9CM+SISYY	73.5146	239.0271	88.3260
		U5=0.9CM-SISYY	29.3222	-237.6276	-90.9190
NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	100.4725	-239.0432	-87.5174	
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	71.9553	237.6114	91.7276	
	U4=0.9CM+SISYY	73.5146	-239.0271	-88.3260	
	U5=0.9CM-SISYY	29.3222	237.6276	90.9190	

Fuente: Etabs.



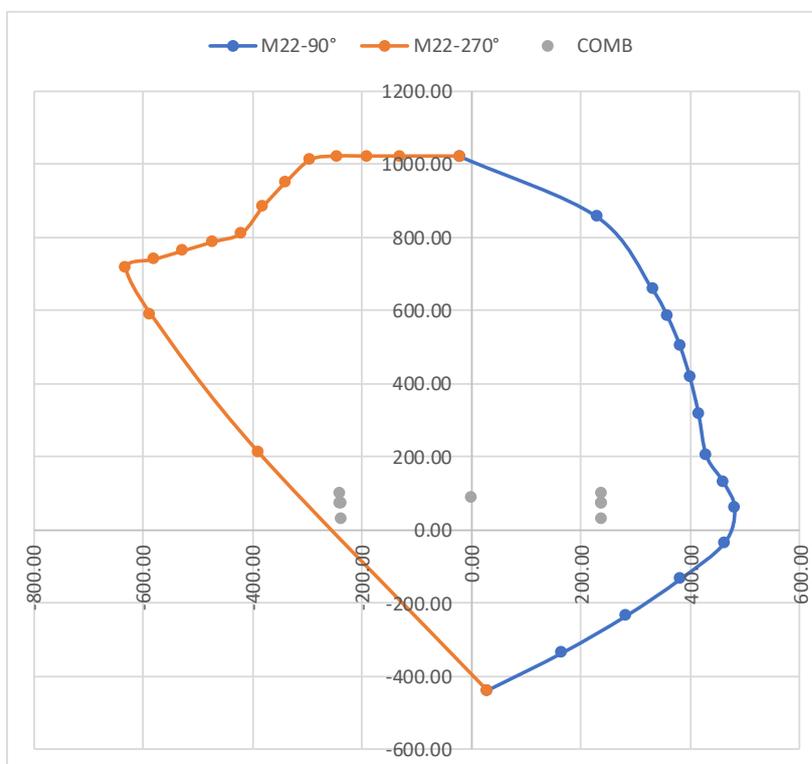
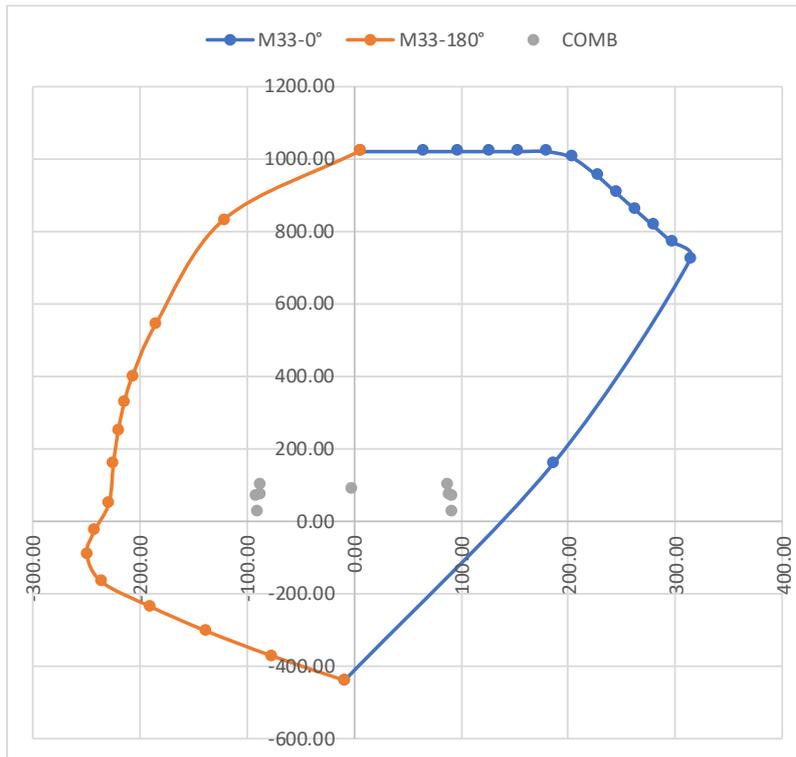


Figura 83. Diagrama de iteración en Y.

Fuente: Etabs.

7.6.2. Diseño por corte.

P-01

Realizamos el diseño por corte

$V_n \leq 2.6\sqrt{f'_c} * b * L_m$	$V_n <$	136.58 T
	$V_n =$	34.11 T
$V_n \leq \frac{Vu}{\phi}$	\rightarrow	OK
$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * L_m$	$V_c =$	27.84 T
$V_s = V_n - V_c$	$V_s =$	6.27 T

Calculamos el refuerzo horizontal

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_c * f_y} \quad 0.0004 \quad \text{Utilizar cuantía mínima}$$

$$A_{sh} = 6.25 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Horizontal: \emptyset 3/8"

Separación (doble malla): 0.227 m

\emptyset 3/8" @ 20 cm

Calculamos el refuerzo vertical

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (\rho_h - 0.0025)$$
$$\rho_v = 0.0025$$

$$A_{sv} = 6.25 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Vertical: \emptyset 3/8"

Separación (doble malla): 0.227 m

\emptyset 3/8" @ 20 cm

P-02

Realizamos el diseño por corte

$$V_n \leq 2.6\sqrt{f'c} * b * L_m \quad V_n < \quad 70.65 \text{ T}$$

$$V_n \leq \frac{Vu}{\phi} \quad V_n = \quad 6.81 \text{ T}$$

→ OK

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} * b * L_m \quad V_c = \quad 14.40 \text{ T}$$

$$V_s = V_n - V_c \quad V_s = \quad -7.59 \text{ T}$$

Calculamos el refuerzo horizontal

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_c * f_y} \quad -0.0010 \quad \text{Utilizar cuantía mínima}$$

$$A_{sh} = \quad 6.25 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Horizontal: \emptyset 3/8"

Separación (doble malla): 0.227 m

\emptyset 3/8" @ 20 cm

Calculamos el refuerzo vertical

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_v = \quad 0.0025$$

$$A_{sv} = \quad 6.25 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Vertical: \emptyset 3/8"

Separación (doble malla): 0.227 m

\emptyset 3/8" @ 20 cm

P-03

Realizamos el diseño por corte

$$V_n \leq 2.6\sqrt{f'_c} * b * L_m \quad V_n < \quad 174.26 \text{ T}$$

$$V_n \leq \frac{Vu}{\phi} \quad V_n = \quad 43.44 \text{ T}$$

→ OK

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * L_m \quad V_c = \quad 35.52 \text{ T}$$

$$V_s = V_n - V_c \quad V_s = \quad 7.92 \text{ T}$$

Calculamos el refuerzo horizontal

$$\rho_h = \frac{V_s}{Ac * fy} \quad 0.0004 \quad \text{Utilizar cuantía mínima}$$

$$A_{sh} = 6.25 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Horizontal: \emptyset 3/8"

Separación (doble malla): 0.227 m

\emptyset 3/8" @ 20 cm

Calculamos el refuerzo vertical

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025$$

$$A_{sv} = 6.25 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Vertical: \emptyset 3/8"

Separación (doble malla): 0.227 m

\emptyset 3/8" @ 20 cm

8. Conclusiones

- Los elementos considerados en la estructura cumplen con los requisitos de esfuerzo y deformación solicitados.
- La columna más esforzada de la estructura con el refuerzo considerado sí tiene una sección y refuerzo suficientes (trabajando a flexo-compresión), sí cumplió con los lineamientos dispuestos en la Norma de concreto armado E.060.
- La cuantía longitudinal de acero de la viga en estudio sí cumple con los requerimientos de la norma de concreto armado E.060. En conclusión, el refuerzo por corte suministrado en la viga más crítica de la estructura sí cumple con la Norma de concreto armado E.060.
- Se verificó que el refuerzo colocado en la cimentación sí cumple de acuerdo con la Norma de concreto armado E.060.
- Los aceros de refuerzo propuestos para la evaluación de este informe son los aceros asumidos de acuerdo con la norma. La presente evaluación solo corresponde a la súper estructura.
- Este modelo matemático es una aproximación del real considerando que la estructura de cimentación de la edificación presenta suficiente profundidad y dimensiones adecuadas para considerarlo empotrado al suelo con un buen comportamiento sísmico.
- Cualquier variación en las normas actuales o anomalías respecto a la calidad de los materiales descrita en el presente informe dejan sin validez las conclusiones aquí presentadas.

Anexo 06: fotos

➤ **ENSAYO 01: CONTENIDO DE HUMEDAD
AGREGADO FINO**

Imagen 01: Peso de la muestra.



Fuente: Elaboración propia.

Imagen N°02: Introducir al horno a 100°C durante 24 horas.



Fuente: Elaboración propia.

ImagenN°03: Pasado las 24 horas, se retira del horno y se deja enfriar por unos 10 min. Para luego pesar y registrar valor.



Fuente: Elaboración propia.

➤ **ENSAYO N°02: ANALISIS GRANULOMÉTRICO.
AGREGADO FINO**

Imagen N°04: Peso de tara + peso de la muestra.



Fuente: Elaboración propia.

Imagen N°05: Colocación del agregado fino en el orden de juego de tamices desde la malla N°1/2" a la N°200.



Fuente: Elaboración propia.

Imagen N°06: Colocación del juego de tamices en el tamizador de vibrador eléctrico durante 5 a 10 min.



Fuente: Elaboración propia.

Imagen N°07: Anotación del peso de cada malla previamente tamizada incluyendo el fondo, para realizar los cálculos correspondientes y determinar el módulo de fineza del agregado grueso.



Fuente: Elaboración propia.

➤ **ENSAYO 03: ANALISIS GRANULOMÉTRICO.**
LIMITE LIQUIDO

Imagen N°08: Se pasa la muestra por el tamiz N°04 (0,4 mm)



Fuente: Elaboración propia.

Imagen N°09: Se coloca una muestra de suelo húmedo en la cuchara de Casagrande.



Fuente: Elaboración propia.

Imagen N°10: Se realiza la hendidura longitudinal con la espátula normalizada.



Fuente: Elaboración propia.

Imagen N°11: La leva deja caer la cuchara repetidas veces desde una altura de 01 cm, anotando el número de golpes necesario para que la ranura se cierre en una longitud de 12 mm.



Fuente: Elaboración propia.

LIMITE PLÁSTICO

Imagen N°12: Con varias muestras de suelo se fabrica cilindros de 3 mm de diámetro hasta que se resquebrajen en toda su longitud y entonces se les haya su contenido de humedad.



Fuente: Elaboración propia.

Imagen N°13: Entonces se les haya su contenido de humedad.



Fuente: Elaboración propia.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

Declaratoria de Autenticidad de los Asesores

Nosotros, PIEDRA TINEO JOSE LUIS , LLATAS VILLANUEVA FERNANDO DEMETRIO, docente de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - CHICLAYO, asesores de Tesis titulada: "DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN PROYECTO HOTELERO TURISTÍCO TOCACHE, DISTRITO DE ETEN – PROVINCIA DE CHICLAYO-DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE-2023", cuyo autor es CAMPOS ALARCON DAYANA FIORELLY, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 21.00%, verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros, ni exclusiones.

Hemos revisado dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

En tal sentido, asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual nos sometemos a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

CHICLAYO, 06 de Noviembre del 2023

Apellidos y Nombres del Asesor:	Firma
LLATAS VILLANUEVA FERNANDO DEMETRIO DNI: 41953733 ORCID: 0000-0001-5718-948X	Firmado electrónicamente por: LLVILLANUEVAFD el 12-11-2023 07:32:23
PIEDRA TINEO JOSE LUIS DNI: 45376157 ORCID: 0000-0002-2727-9692	Firmado electrónicamente por: JPIEDRAT el 30-11-2023 11:42:33

Código documento Trilce: TRI - 0652948