



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

“Diseño y evaluación del desempeño sismorresistente de un edificioaporticado de concreto armado de diez pisos, Abancay, Apurímac-2021”.

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTOR:

Luna Hinojosa, Jhon Percy (ORCID: 000-0002-2626-8107)

ASESOR:

Mg.Luna Hinojosa, Fredy Marco (ORCID: 0000-0002-3313-9530)

LINEA DE INVESTIGACION:

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA - PERÚ

2021

DEDICATORIA

El presente trabajo de investigación, quiero dedicar con mucho amor a mi esposa e hijos, que son la fuente de inspiración para cumplir los sueños anhelados y desarrollo personal y profesional.

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a los docentes de la universidad que contribuyeron a mi formación académica y también a mi familia, por el apoyo incondicional que recibí para alcanzar mis metas trazadas.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE DE CONTENIDO	iv
ÍNDICE DE TABLAS	v
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
RESUMEN	viii
ABSTRACT	ix
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO	5
III. METODOLOGÍA	15
3.1. Tipo y diseño de investigación	15
3.2. Operacionalización de variables	16
3.3. Población, muestra y muestreo	17
3.4. Técnicas e instrumento de recolección de datos	18
3.5. Procedimientos	19
3.6. Método de análisis de datos	21
3.7. Aspectos éticos	21
IV RESULTADOS	22
V. DISCUSIÓN	71
VI. CONCLUSIONES	76
VII. RECOMENDACIONES	78
REFERENCIAS	79
ANEXOS	83

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Niveles de amenaza sísmica	14
Tabla 2: Puntos de investigación	23
Tabla 3: Factor de zona	32
Tabla 4: Factor de zona	32
Tabla 5: Factor de suelo	33
Tabla 6: Periodos y perfil de suelo	33
Tabla 7: Periodos y perfil de suelo	33
Tabla 8: Parámetros de sitio para el análisis estático lineal	34
Tabla 9: Resultado del Análisis Modal	88
Tabla 10: Modos de vibración 1 y 2 con mayor masa participativa	35
Tabla 11: Peso del Edificio en estudio proporcionado por el Etabs.	36
Tabla 12: Periodo de vibración mediante la fórmula de Raylend para la dirección "X"	38
Tabla 13: Periodo de vibración mediante la fórmula de Raylend para la dirección "Y"	39
Tabla 14: Distribución de fuerzas sísmicas en altura en la dirección X, Y	40
Tabla 15: Espectro de sismo, calculado con la norma E.030	89
Tabla 16: Verificación de regularidad e irregularidad en la dirección "X"	45
Tabla 17: Verificación de regularidad e irregularidad en la dirección "Y"	45
Tabla 18: Desplazamientos laterales relativos admisibles	46
Tabla 19: Desplazamientos laterales	46
Tabla 20: Límites de deriva según el Comité Visión 2000	65
Tabla 21: Incursión de rótulas plásticas en el nivel de desempeño.	68

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Curva de capacidad de cortante Basal Vs desplazamiento global según FEMA:	12
Figura 2: Ubicación del proyecto estudio	22
Figura 3: Estructuración en planta y vista 3D	25
Figura 4: Primer nivel, distribución arquitectónica	90
Figura 5: Piso Típico del 2 al 10 nivel	91
Figura 6: Peso específico del concreto armado	92
Figura 7: Vista en planta y elevación del sistema estructural	29
Figura 8: Asignación de brazo rígido	30
Figura 9: Asignación de diafragma rígido	93
Figura 10: Empotramiento de la base del sistema estructural	31
Figura 11: Definición de fuentes de masa	35
Figura 12: Modos de vibración del edificio.	94
Figura 13: Modo de vibración 1 y 2	95
Figura 14: Fuerza cortante en la dirección	37
Figura 15: Fuerza cortante en la dirección	38
Figura 16: Espectro de sismo	42
Figura 17: Desplazamiento relativo entrepiso en la dirección "X" para verificar la irregularidad torsional	43
Figura 18: Desplazamiento relativo entrepiso en la dirección "Y", para verificar la irregularidad torsional.	44
Figura 19: Verificación de regularidad e irregularidad	96
Figura 20: Desplazamiento laterales admisibles dirección X, Y	47
Figura 21: Combinaciones de carga.	49
Figura 22: Momentos y cortantes de la viga en análisis.	97
Figura 23: Momento flector de vigas en el eje X – X.	98
Figura 24: Cortante de las vigas en el eje X – X.	99
Figura 25: Detalle de armado de acero en la viga de análisis	53
Figura 26: Momento actuante en la columna más crítica.	100
Figura 27: Diagrama de interacción para calcular el acero en columnas	55
Figura 28: Diagrama de interacción de la columna obtenido del Etabs	55
Figura 29: Peso último obtenido del Etabs.	57
Figura 30: Obtención del momento último de las placas	58
Figura 31: Obtención del Peso último de las placas	59
Figura 32: Fuerza cortante en la base de las placas en la dirección X-X	60

Figura 33: Refuerzo mínimo del acero en los elementos estructurales	101
Figura 34: Definición de Patrón de Carga	61
Figura 35: Definición de carga gravitacional	62
Figura 36: Caso de carga para el análisis Pushover en la dirección X, Y	62
Figura 37: Asignación de rótulas plásticas para vigas y columnas	63
Figura 38: Curva capacidad para la carga PUSHOVER	64
Figura 39: Aparacion de rotulas plasticas desde 1.25 cm de desplazamiento en el techo	66
Figura 40: A un desplazamiento de 44.699 cm, de desplazamiento en el techo aparece la mayor cantidad de rotulas plasticas	67

RESUMEN

En la ciudad de Abancay-Apurímac, no existe estudios sobre el comportamiento sismorresistente de edificios de concreto armado empleando el sistema aporticado, por lo tanto, para conocer el comportamiento de dichas estructuras, se pretende diseñar un edificio aporticado de diez pisos de concreto armado a través del método diseño por resistencia, con la finalidad de conocer el comportamiento estructural ante la acción de fuerzas horizontales producidos por los fenómenos sísmicos, en este sentido el edificio en estudio de diseñará a través del sistema aporticado, donde los elementos estructurales como zapatas, columnas, vigas y losa será diseñado y evaluado su desempeño sismorresistente con la aplicación de las norma E.030, E.060, normas y códigos internacionales relacionadas a la construcción de edificios de concreto armado.

Para conocer el comportamiento sismorresistente de la edificación en estudio se modelará la estructura con el software informático ETABS 2016, empleando un espectro de diseño con las características propias del suelo de la ciudad de Abancay, con la finalidad de identificar los posibles daños que se podrían presentar en los elementos estructurales del edificio, con el objeto de garantizar la seguridad en los usuarios ante la ocurrencia de eventos sísmicos.

Palabras claves: aporticado, diseño, espectro, desempeño sismorresistente, Pushover

ABSTRACT

In the city of Abancay-Apurímac, there are no studies on the earthquake-resistant behavior of reinforced concrete buildings using the contributed system, therefore, to know the behavior of said structures, it is intended to design a reinforced concrete reinforced concrete building with ten floors through the design by resistance method, in order to know the structural behavior before the action of horizontal forces produced by seismic phenomena, in this sense the building under study will be designed through the contributed system, where the structural elements such as footings, columns, beams and slab will be designed and evaluated for its seismic resistance performance with the application of standards E.030, E.060 and international standards and codes related to the construction of reinforced concrete buildings.

To know the earthquake-resistant behavior of the building under study, the structure will be modeled with the ETABS 2016 computer software, using a design spectrum with the characteristics of the soil of the city of Abancay, in order to identify the possible damages that could occur in the structural elements of the building, in order to guarantee the safety of users in the event of seismic events.

Keywords: contributed, design, spectrum, earthquake resistant performance, Pushover

CAPÍTULO I

I. INTRODUCCIÓN

Los eventos sísmicos son impredecibles, principalmente en las regiones que son parte del anillo de fuego, donde la ocurrencia sísmica es cada vez mayor y devastadora, por lo tanto, se requiere que las edificaciones de concreto armado de regular altura, cuenten con un diseño que permita resistir las fuerzas externas como las producidas por un evento sísmico, y así garantizar la conservación y seguridad para las personas.

La ciudad de Abancay, por su configuración geográfica, se ve limitada a una expansión urbana horizontal, y debido a este factor se viene implementando el desarrollo urbanístico en altura, para ello se viene construyendo edificios de regular altura con diferentes sistema estructurales, y el más utilizado por sus simplicidad en el diseño y costo, es el sistema aporticado, pero de no contar con el debido diseño para resistir fuerzas horizontales producidos principalmente por las fuerzas de sismo, estas estructuras presentan riesgos a los usuarios.

Las diversas actividades socioeconómicas, tienen un mayor desarrollo en la ciudad de Abancay, originando que el índice poblacional sea cada vez mayor u por falta de un plan adecuado futurista para la ciudad referido a la lotización de terrenos, ha conllevado a la población a construir edificios de concreto armado de regular altura pero en áreas muy pequeñas originando que los edificios presenten esbeltez en su configuración y sean vulnerables ante la ocurrencia de eventos sísmicos, sobre todo en aquellas edificaciones que han sido construidas sin la supervisión técnica y más aún en aquellas edificaciones que no cumplen con la normativa vigente, para edificaciones de concreto armado.

Para determinar el comportamiento sismorresistente de las estructuras de concreto armado de regular altura, se opta por el modelamiento de la edificación de concreto armado, utilizando el software informático ETABS 2016; y es a través de este software que se detalla el comportamiento de los elementos estructurales después de haber simulado un evento sísmico con la

utilización del espectro de diseño y por la metodología demanda capacidad de la estructura.

A nivel regional y local, no se encontraron estudios que hagan referencia sobre el desempeño sismorresistente de las edificaciones aporticadas de concreto armado, por lo tanto, la presente investigación servirá de referencia para las futuras construcciones de concreto armado a fin de conocer el comportamiento de los elementos estructurales durante la ocurrencia de un sismo, a fin de garantizar la seguridad de las personas.

Formulación del problema

Las edificaciones de concreto armado mediante el sistema estructural aporticado es muy habitual en la ciudad de Abancay, pero en edificaciones de entre tres a cuatro pisos, y debido al crecimiento poblacional y expansión urbana en altura, actualmente se viene construyendo edificios de entre siete a ocho pisos, empleando el sistema aporticado, sin embargo, se desconoce el comportamiento sismorresistente de estas edificaciones las fuerzas horizontales producidas por un sismo.

Para la presente investigación se planteó el siguiente **Problema General**: ¿De qué manera se puede diseñar y evaluar el desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos, en la ciudad de Abancay?, asimismo los **Problemas Específicos**: ¿Cuál es la deriva máxima de desplazamiento de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos? ¿Cuál es la resistencia de los elementos estructurales de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos?, ¿Conocer el comportamiento de los elementos estructurales a nivel de un análisis lineal estático, de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos?, ¿Conocer el comportamiento de los elementos estructurales a nivel de un análisis lineal dinámico, de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos?, ¿Cuál es el desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos?

Justificación de la Investigación

Justificación teórica

El tema de investigación, tiene por objeto describir el comportamiento sismorresistente de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos, en la ciudad de Abancay, lugar donde no existe un estudio que permita conocer el comportamiento sismorresistente de un edificio, ante la ocurrencia de un sismo.

Justificación práctica

Las edificaciones de concreto armado mediante el sistema aporticado, si bien es cierto es un sistema de mayor usos en la construcción de edificios de baja altura, este sistema no tiene el mismo comportamiento en edificios de regular altura, por la flexibilidad que presentan los pórticos, por tal motivo, la presente investigación tiene por objeto conocer el comportamiento sismorresistente de los elementos estructurales de edificios de concreto armado empleando el sistema aporticado para contribuir en futuras construcciones de este tipo.

Justificación Social

El diseño adecuado de una edificación de concreto armado a través del sistema aporticado, será de beneficio para la población estudiantil y la sociedad en general, debido a que servirá como referencia a futuras construcciones para optimizar el diseño y garantizar un buen comportamiento estructural ante la ocurrencia de fuerzas externas

Justificación Económica

La presente investigación, servirá como referencia para futuras construcciones al conocer el desempeño sismorresistente de una edificación de concreto armado que garantice la funcionalidad a través del tiempo, ya que será resistente ante las fuerzas externas principalmente de sismos ahorrando recursos económicos al no presentar daños estructurales que requieran su reparación.

Objetivo General: Diseñar y evaluar el comportamiento sismorresistente de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos en la ciudad de Abancay, Asimismo los **Objetivos Específicos:** Evaluar la deriva máxima del edificio aporticado de diez pisos, Determinar la resistencia de los elementos

estructurales de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos, Determinar el comportamiento de los elementos estructurales a nivel de un análisis lineal estático, de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos, Determinar el comportamiento de los elementos estructurales a nivel de un análisis dinámico, de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos y Calcular el desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos.

Hipótesis de la Investigación

Hipótesis general: El diseño adecuado de los elementos estructurales mejorará el desempeño sismorresistente de un edificio de concreto armado de diez pisos.

Hipótesis específica:

- Los resultados de la deriva del edificio aporticado de concreto armado de diez pisos, permitirá realizar un adecuado diseño.
- Es necesario determinar la resistencia de los elementos estructurales de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos.
- Los resultados del análisis lineal estático proporcionan información valedera para diseñar un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos.
- Los resultados del análisis lineal dinámico proporcionan información valedera para diseñar un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos.
- Conocer el resultado del desempeño sismorresistente de un edificio de concreto armado de diez pisos, ayudará en el diseño de la edificación.

CAPÍTULO II

II. MARCO TEÓRICO

Antecedentes Internacionales

Las edificaciones de concreto armado son construidas utilizando diferentes sistemas estructurales. (Barros & Peñafiel, 2015) afirma “Los edificios construidos con el sistema aporticado de notable altura, no han demostrado tener comportamiento sísmico adecuado en situaciones extremas”. Por lo tanto, se deben diseñar estructuras con suficiente rigidez lateral para soportar las fuerzas externas originadas por los sismos.

(SEAOC, 1995), “Refiere que la ingeniería basada en desempeño sismorresistente de una edificación se define como la selección de criterios de diseño y sistema estructural apropiado, para asegurar y controlar la calidad”.

Las estructuras de concreto armado durante su vida útil están propensos a soportar acciones sísmicas que pongan en peligro la estructura, lo que conlleva que el diseño se debe realizar en el rango lineal y no lineal. (Bozzo & Barbat, 1995) “La acción sísmica influye de manera decisiva en la respuesta de una estructura, tanto en el rango lineal como en el no lineal, aunque de manera cualitativamente muy distinta y de forma más compleja en el caso no lineal”.

Antecedentes Nacionales

(Borda & Pastor, 2007) “en la Tesis “Desempeño Sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos” La norma técnica peruana E.030 Diseño Sismorresistente demanda estructuras muy rígidas, para el correcto desempeño ante sismos severos”.

(Pique del Pozo, 1995) “La filosofía que orienta el diseño sismorresistente está plasmada en los llamados criterios de diseño que usualmente van desarrollados en las normas de diseño, esta define cual es el comportamiento deseado”

(Mendez & Diaz, 2019) en su tesis indica: “El diseño estructural, al realizarse con el Análisis Estático y Dinámico, garantiza un buen resultado, logrando tener secciones óptimas, regulando la capacidad de soportar esfuerzos requeridos”.

Antecedentes Locales

(Ocaña, 2007) “Coordinador del Equipo Técnico, formuló el informe final de Mapa de Peligros de la ciudad de Abancay”, para el Instituto Nacional de Defensa Civil, en la conclusión número doce, indica: En cuanto al riesgo sísmico, la ciudad de Abancay, presenta de acuerdo a la cronología sismos de foco intermedio a profundo, siendo los de mayor riesgo los que se encuentran en su entorno.

Base Teórica

Fases del diseño estructural

En el diseño de edificaciones de concreto armado se deberá cumplir con las fases del diseño estructural, para ello es importante, tomar en cuenta las siguientes fases:

- Concepción estructural
- Análisis Estructural
- Diseño Estructural
- Construcción

Criterios de Estructuración y Diseño.

1. Simplicidad y Simetría

Para lograr que una estructura tenga un comportamiento adecuado ante las fuerzas de sismo, las estructuras en general deberán tener simplicidad y simetría en su configuración, y de acuerdo con (Blanco, Criterios de Estructuración, 2011) “las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos, porque es más fácil predecir su comportamiento que de las complejas”.

2. Resistencia y ductilidad

Las estructuras de concreto armado que presente una adecuada resistencia ante las cargas vivas y muertas que se les impone durante su vida útil es de trascendental importancia, para ello deberán estar una configuración adecuada y la resistencia del concreto deberá ser diseñados con los criterios establecidos por la normativa vigente, además las estructuras a fin de resistir las fuerzas horizontales y no colapsar, deberán contar con cierto

grado de ductilidad es decir no deben ser extremadamente rígidos, (Blanco, 2011) “ las estructuras de concreto armado deben tener resistencia sísmica en todas las direcciones, y en las estructuras aporticadas un aspecto muy importantes es la ubicación de las rótulas plásticas que deben estar en los elementos que tengan menor contribución en la estabilidad”.

3. Hiperestaticidad y Monolitismo

Para lograr que las estructuras de concreto armado tengan mayor estabilidad durante la ocurrencia de un evento sísmico, estas deben ser diseñadas de tal modo que sean hiperestáticas, para que tengan una mayor capacidad de resistencia, (Blanco, 2011) “las estructuras de concreto armado deben tener una disposición hiperestática y de no ser así es necesario tener en cuenta el efecto adverso que produce la falla en los elementos”.

4. Uniformidad y continuidad en la estructura

En las estructuras de concreto armado los elementos estructurales son los que articulan la estructura y le dotan de resistencia y ductilidad, y a fin de cumplir con estos objetivos las columnas y vigas deberán ser uniformes y presentar una continuidad tanto en planta como en altura, (Blanco, 2011) para evitar las concentraciones de esfuerzos la estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, estos elementos estructurales como columnas y vigas no deben cambiar bruscamente de rigidez”

5. Rigidez Lateral

Las estructuras de concreto armado sobre todo las que fueron construidas empleando el sistema aporticado debido a su altura son más flexibles que otras estructuras, por ello a fin de resistir las deformaciones que son producidas por las fuerzas horizontales, sus elementos estructurales deben tener cierta rigidez lateral a fin de no generar distorsiones que ponga en peligro la estructura, (Blanco, 2011) “es importante que los elementos estructurales aportan rigidez en las dos direcciones, los efectos del sismo provocan mayor daño en los elementos no estructurales y existe un mejor comportamiento en estructuras rígidas”.

Aspectos Sismológicos

La Interacción de la placa de Nazca y la Sudamericana, es el principal proceso tectónico que define la geodinámica de Perú, este proceso es conocido como subducción y ha dado origen a una importante actividad sísmica en nuestro país produciendo un gran número de sismos de diferentes magnitudes a diferentes niveles de profundidad, lo cual no hace una de las zonas más activas de la tierra denominado Anillo de fuego del Pacífico o Circumpacífico (Tarbuck & Lutgens, 2005).

Características de los Sismos

Teorías Modernas

Existen varios motivos que causan los temblores. La teoría principal que explica el origen de los sismos es la **tectónica de placas**.

Esta teoría se basa en que la corteza terrestre está formada por varias placas, las cuales están unidas entre sí. Las placas se mueven unas contra otras sobre capas de rocas que son más viscosas y que se encuentran por debajo de ellas. La corteza terrestre es como un rompecabezas donde unas de las piezas son las placas, que se mueven unas con respecto a otras y flotan sobre un material viscoso en movimiento (Gómez, 2003).

Procedimiento para el Diseño y Evaluación del Desempeño Sismorresistente de edificios de concreto armado.

El Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú señala que las edificaciones de concreto armado deben cumplir un proceso constructivo teniendo como inicio la concepción estructural, análisis estructural y diseño estructural, con el objeto primordial de diseñar estructuras seguras a fin de evitar pérdidas humanas ante la ocurrencia de sismos y posible colapso de la estructura, por no cumplir con los requerimientos técnicos en su diseño y construcción, peor aún en las edificaciones que han sido autoconstruidas y sin la supervisión técnica.

Es preponderante que para el diseño de una estructura de concreto armado, se debe contar con el Estudio de Mecánica de Suelos, ya que permite conocer la capacidad portante del terreno y el sistema de fundación a usar en la construcción de edificios de concreto armado.

Descripción del proyecto

Para el desarrollo de la tesis, que comprende el diseño y evaluación sismorresistente de un edificio de concreto armado, que se encuentra ubicado en la ciudad de Abancay, se ha considerado una arquitectura que comprende 10 pisos y un departamento por cada piso.

Cada uno de los departamentos que se encuentra distribuido en cada piso de la edificación cuenta con la siguiente distribución: tres dormitorios, dos baños, sala comedor y cocina, y un hall que permite el ingreso a cada piso superior.

La edificación, cuenta con un sistema de ascensor para llegar hasta el último nivel así mismo con gradas desde el primer nivel hasta la azotea, dicha edificación se encuentra ubicado entre propiedades privadas, por lo tanto, sólo cuenta con una fachada en dirección de la calle y a la parte posterior.

El subsuelo sobre el cual se realizará la cimentación de la edificación de concreto armado de 10 pisos, está conformado por suelos gravosos arcillosos, limosos y arenas arcillosas con presencia de piedras, característico de la ciudad de Abancay, el cual contiene gran porcentaje de piedras caliza, el terreno tiene una resistencia o capacidad portante de 1.86 kg/cm^2 .

Estructuración

En la etapa de estructuración, es cuando se define la ubicación de los elementos estructurales, columnas, vigas, losas, zapatas, con la finalidad de no presentar fallas ante las solicitaciones sísmicas y por gravedad a que se encuentra sometida la estructura.

Predimensionamiento

Esta etapa corresponde en establecer las dimensiones de los elementos estructurales de la edificación de concreto armado, no obstante, las dimensiones que se puede señalar para las vigas, columnas, losa y zapatas son tentativas y sujetas a variación las mismas que serán comprobadas durante la etapa de modelamiento con el software informático ETABS 2016.

Diseño de elementos Estructurales

Después de haber realizado el predimensionamiento y sometido al análisis estructural a través del software informático ETABS 2016, se procede con el diseño

de los elementos estructurales con la finalidad de dotar a la estructura una resistencia y rigidez adecuada que permita soportar fuerzas externas producidas por los sismos, además de soportar las cargas de gravedad que son impuestas a la estructura.

Método de Diseño

Para el diseño de la estructura, material de la presente investigación, se utilizará el método de “Diseño por Resistencia”, el cual requiere que la resistencia de diseño multiplicado por un factor de reducción debe ser mayor o igual a la resistencia requerida (SENCICO, 2009).

Análisis Estático lineal

(Moreno, 2006) “La estructura es modelada como un sistema equivalente de uno o varios grados de libertad con una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente, la acción sísmica de entrada es modelada por una fuerza lateral equivalente”.

Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante en la base es una reacción horizontal (en ambos sentidos de la superestructura) que es una porción del peso total de la estructura. Se estima que la fuerza cortante basal se considera desde el nivel natural del terreno (Gerencia, 2016).

Para calcular la fuerza cortante basal de toda la estructura, se obtiene mediante la siguiente expresión:

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

Siendo:

Z: Factor de Zona

U: Categoría de las edificaciones

C: Factor de Amplificación sísmica

R: Coeficiente de Reducción Sísmica

S: Perfil del tipo de suelo

P: Peso total de la estructura

El valor C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

El valor de la fuerza de la cortante basal dinámica no podrá ser menor al 80% en estructuras Regulares ni menor al 100% en estructuras irregulares del valor de la fuerza de la cortante basal estática. En caso no se cumpla la siguiente condición, se deberá de usar un factor de escalamiento proporcional en todos sus resultados exceptuando los valores de los desplazamientos (Gerencia, 2016)

Periodo fundamental de Vibración

Las estructuras presentan diversas formas de modos de vibración, cada una asociada con un periodo y una masa. El periodo fundamental es el mayor tiempo en que la edificación se demora en completar un ciclo de vibración (ir y volver). Está en función de la masa de la estructura y su rigidez (Gerencia, 2016)

Por cada dirección de la estructura se estimará con la expresión:

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

Análisis Dinámico Modal Espectral

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas (Gerencia, 2016).

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por:

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

Cálculo de la deriva máxima.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso, los límites de distorsión del entrepiso según el material predominante (RNE, 2019).

$$Distorsión = \frac{\Delta i - \Delta(i - 1)}{H_i} \leq (distorsion)E.030$$

La norma E.030 Diseño sismorresistente señala que el límite de distorsión de entrepiso para edificios de concreto armado es de 0.007

Evaluación del desempeño sismorresistente de estructuras

Según (Pique del Pozo, 1995) “La metodología del diseño actual, está basada en un terremoto de diseño de única intensidad o nivel de aceleración, en concordancia con la filosofía de diseño, toda estructura que es sometida a un terremoto intenso debería diseñarse para evitar el colapso más no para evitar sufrir daños estructurales, este criterio no está adecuadamente representado en la metodología de diseño y constituye uno de los puntos débiles de la ingeniería sismorresistente, el diseño en la condición límite del sismo no es verificado o calibrado contra demandas o sollicitaciones del sismo por lo que no hay ninguna garantía sobre la capacidad real de la estructura bajo estas condiciones”.

Curva de capacidad

Según (Pérez, 2015) “La respuesta no lineal de la estructura a través de la técnica de Pushover, se representa en la curva de capacidad, que se obtiene al someter la estructura a un estado de desplazamiento lateral monótonamente creciente el FEMA recomienda tres estados límites”

Figura 1: Curva de capacidad de cortante Basal Vs desplazamiento global según FEMA:



Fuente: FEMA 440

Nivel de Desempeño propuesto por SEAOC 1995

Según (SEAOC, 1995) “Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes”.

Según (SEAOC, 1995) La propuesta del Comité VISION 200 define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes calificadores:

- A. Totalmente Operacional.** Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños, las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables
- B. Operacional.** Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales
- C. Seguridad.** Nivel de Desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación.
- D. Pre-Colapso.** Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura.

Niveles de Desempeño según la propuesta ATC-40

Según (Silva, 2018) “La ATC-40, describe posibles estados de daño que sufrirá la estructura”, para ello ha definido estados de daño:

SP-1 Inmediata ocupación: el sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

SP-2 Daño controlado: corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad, la vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que sean afectados.

SP-3 Seguridad: puede haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen, la amenaza la vida de los ocupantes interino y exteriores e incluso, puede haber afectados, costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.

SP-4 Seguridad limitada: corresponda a un estado que varía entre las condiciones límite de seguridad estructural, con alto peligro para los ocupantes

SP-5 Estabilidad estructural: corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total, existe un elevado peligro para los ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas.

SP-6 No considerado: corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual solo se intuye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales

Niveles de amenaza sísmica

(SEAO, 1995) El comité VISION 2000, propone cuatro niveles de peligro sísmico con en un intervalo de ocurrencia en un periodo de exposición de 50 años.

Tabla 1: Niveles de amenaza sísmica

SISMO	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA (50 AÑOS)	PERIODO DE RETORNO
Frecuente	69%	43 años
Ocasional	50%	72 años
Raro	10%	475 años
Muy Raro	5%	970 años

Fuente: Comité VISION 2000 (SEAO)

Importancia de la edificación.

Según (SEAO, 1995) De acuerdo la importancia de las edificaciones durante y después de un sismo, se clasifican en tres grupos:

- Edificaciones Esenciales
- Edificaciones Críticas
- Edificaciones Básicas

CAPÍTULO III

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

3.1.1. Enfoque de Investigación.

La presente investigación será de enfoque CUANTITATIVO que es secuencial y probatorio, es un proceso mediante el cual no se puede eludir los pasos es decir uno seguido del otro y tiene como característica principal la rigurosidad del orden en el proceso, sin embargo, se pueden redefinir algunas fases del estudio (Hernández, 2014).

El presente trabajo de investigación es cuantitativo, debido a que se trabajara con datos numéricos obtenidos del diseño y evaluación sismorresistente de una edificación de concreto armado simulados en el software informático ETABS, que permite conocer el comportamiento de los elementos estructurales y tiene como objetivo determinar el estado resultante de la estructura luego de la ocurrencia de un evento sísmico, de tal forma que se pueda dar respuesta al problema general y específico.

3.1.2. Tipo de Investigación.

La presente investigación será de tipo APLICADA, porque se emplearán conocimientos teóricos-prácticos, teóricos científicos; para solucionar un problema comparando resultados con similares temas de investigación (Avila, 2006).

Este tipo de investigación se caracteriza principalmente porque busca la aplicación o la utilización de conocimientos que ya existen, y tiene una relación intrínseca con la investigación básica, debido a que depende de sus resultados (Murillo, 2009).

El presente estudio tendrá como finalidad determinar el desempeño sismorresistente de las edificaciones de concreto armado enfocado al estudio de los elementos estructurales que componen la estructura, con la finalidad de aplicar dichos elementos ante la ocurrencia de eventos sísmicos, y con ello se podrá obtener indicadores que servirán de base para el diseño de estructuras, así mismo

servirán como fuente de estudio, para el diseño de futuras estructuras de concreto armado mediante el sistema aporticado.

3.1.3. Nivel de Investigación

El desarrollo de la presente investigación será de nivel EXPLICATIVO, debido a que se demostrara porque se han dado o producido los hechos, estableciendo relaciones de causa-efecto (Arias, 2012).

La presente investigación, buscará conocer en qué condiciones de estructuración las edificaciones de concreto armado construidas mediante el sistema aporticado son vulnerables ante la ocurrencia de eventos sísmicos de moderada magnitud, y evaluar los sistemas estructurales: vigas, columnas y losas después de la ocurrencia sísmica para conocer su resistencia y rigidez.

3.1.4. Diseño de Investigación.

Hernández (2014) señala “El diseño NO EXPERIMENTAL es el que se efectúa sin cambiar las variables, solo se observan los fenómenos tal como se da en el contexto.

Hernández (2014) señala que “Investigación Transeccional (transversal) recolectan datos en un solo momento y tiempo único, su propósito es describir variables y analizar su incidencia”.

Hernández (2014) señala “Diseño transeccional descriptivo su objetivo es indagar la incidencia y los valores en las que se manifiestan una o más variables dentro de un enfoque cuantitativo”.

El diseño de investigación es no experimental-transeccional de corte transversal. No experimental porque se recolectarán datos sin ninguna manipulación de las variables, se observará la situación actual a estudiar para luego ser analizado. Es transeccional porque se recolectarán los datos en un momento y tiempo único.

3.2. Operacionalización de variables

Carrasco (2015) define de la siguiente manera:

“Las variables son aspectos de los problemas de investigación que expresan un conjunto de propiedades, cualidades y características observables de las unidades de análisis, tales como individuos. Grupos sociales o naturales”.

Variable Independiente: Diseño estructural.

Según Morales (2014) señala: “En una estructura el diseño estructural está creado por un conjunto de elementos que conforman una edificación y estos se unen para cumplir una función dada”.

Según Harmsen (2005) mencionó: “Actualmente existen dos métodos de diseño: diseño elástico o por cargas y diseño a la rotura o por resistencia última”

Variable Dependiente: Desempeño sismorresistente.

Hernández (2016) señala: La metodología de diseño aplicada en la mayoría de las normas considera un único nivel de sismo de diseño, que puede ser el mayor esperado en el lapso previsto de vida útil de la estructura, con una única intensidad o nivel de aceleración, sin considerar que la misma adicionalmente debe atender a condiciones de servicio y de prevención de colapso. Debido a esto se propone lo que se denomina “Diseño por desempeño sísmico”, donde se plantea la revisión de diferentes estados de límite de servicio, diseño y máximo desplazamiento.

3.3. Población, muestra y muestreo

3.3.1. Población.

(Arias, 2012) “La población es un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes”.

Desde el aspecto estadístico, población o universo es denominado al conjunto de elementos que serán motivo de estudio y que tiene como finalidad obtener aportes al problema de la presente investigación (Borja, 2016)

Para la presente investigación, la población está definida por el diseño del edificio de concreto armado de diez pisos mediante el sistema aporticado en la ciudad de Abancay, provincia de Abancay región Apurímac.

3.3.2. Muestra

Según (Toledo, 2016) “Muestra es una parte de la población, también definida como un subgrupo de la población o universo”.

Para el desarrollo de la presente tesis de investigación, se han seleccionado los siguientes elementos estructurales:

- Columnas

- Vigas
- Losa aligerada
- Zapatas
- Pórtico de la estructura.

3.3.3. Muestreo

Para la presente investigación se ha seleccionado un pórtico de la estructura de concreto armado de diez pisos, toda vez que la muestra ha sido escogida a conveniencia de esta investigación, y debido a que el pórtico está compuesto de vigas y columnas que al realizar el modelamiento y diseño nos permite determinar el comportamiento de la estructura.

3.3.4. Unidad de análisis

Para la presente investigación, la unidad de análisis con los elementos estructurales: vigas, columnas y losa.

3.4. Técnicas e instrumento de recolección de datos

3.4.1. Técnica

(Arias, 2012) “Se entenderá por técnica de investigación, el procedimiento o forma particular de obtener datos o información”.

Borja (2012), “Para recolectar información existen diferentes técnicas, las cuales no son excluyentes y sirven para recoger datos”. La técnica a utilizar para la presente investigación será:

- Observación directa

3.4.2. Instrumentos

A fin de conocer el comportamiento sismorresistente de la edificación de diez pisos de concreto armado, de utilizar formatos desarrollados en Excel que permita desarrollar los cálculos numéricos según las especificaciones arquitectónicas desarrollar en AutoCAD, con la finalidad de realizar una verificación y/o

contrastación con los datos obtenidos del ETABS, una vez modelado el edificio en estudio, a fin de verificar los resultados se encuentran en los límites permisibles establecidos por la norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente.

Guillen y Valderrama (2013). “Los instrumentos tienen como finalidad recoger información de las variables de estudio”. Los instrumentos a utilizar para la investigación serán:

- ACI 318-14
- ATC-40
- SEAOC VISION 2000
- Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E-020-E030-E050-E060
- AUTOCAD
- ETABS 2016
- Informe de estudios de suelos

3.4.2. Validez y confiabilidad de los instrumentos.

Collado y Baptista (2015) señala “La validez de un instrumento se refiere al grado en que un instrumento mide la variable que se pretende medir”.

Parella y Martínez (2012) “La confiabilidad es definida como la ausencia de error aleatorio en un instrumento de recolección de datos”.

Las normas empleadas para el diseño y evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de concreto armado serán acreditadas y validadas por el Reglamento Nacional de Edificaciones. Se tendrá en cuenta los parámetros de diseño establecidos por las diferentes normas legales relacionadas a la edificación de edificios de concreto armado.

Los resultados obtenidos del diseño y evaluación de un edificio de concreto armado mediante el sistema aporticado, serán validados a través del software informático Etabs-2016, que garantizará la confiabilidad de un adecuado diseño estructural. (véase Anexo 03).

3.5. Procedimientos

Se realizará una visita de campo para obtener datos generales para el desarrollo de la tesis. Seguidamente se realizará el plano de localización y ubicación. Se

realizará el informe de estudios de suelos. Se realizará el replanteo del diseño. Se realizará el diseño de los elementos estructurales, y el modelamiento del sistema estructural a través del sistema informático ETABS-2016, y por último se realizará la evaluación del desempeño sismorresistente de la edificación.

Para el diseño y evaluación del desempeño sismorresistente de la edificación de concreto armado de diez pisos se desarrollará conforme al siguiente procedimiento:

- **Conceptualización estructural**

Según (Mendez & Diaz, 2019) “Proyectar una edificación tiene su inicio desde el predimensionamiento de los elementos estructurales hasta el análisis estático y/o dinámico, también se puede entender a la estructuración como ensamblar elementos”

- **Análisis Estructural**

Según (Laible, 1987) “Análisis estructural es la determinación de las fuerzas y desplazamientos que se producen en una estructura, debido a la aplicación de fuerzas externas”.

- **Diseño Estructural**

Según (Colina & Ramirez, 2000) “Es el proceso a través del cual se determina las características y formas de los elementos estructurales”

- **Evaluación del desempeño sismorresistente**

Según (Paredes, 2016) “el diseño por desempeño no solamente se centra en poder predecir si la estructura colapsa o no, sino en brindar al diseñador y cliente los límites aceptables para cada nivel de peligro sísmico”

3.6. Método de análisis de datos

Se aplicará el método planteado por el Diseño por resistencia, periodo fundamental de vibración, análisis estático, análisis dinámico modal espectral, y control de la deriva y modelamiento de la estructura en el programa ETABS.

3.7. Aspectos éticos

La investigación fue realizada manteniendo principios éticos, la información usada fue tomada de bibliografías de otros recursos correctamente citados, que no son parte del producto de la investigación del autor pero que fueron útiles para su desarrollo. Los resultados que se presentarán serán productos del procesamiento de la información del proyecto utilizando la normativa actual de edificaciones, para verificar la confiabilidad de originalidad.

El porcentaje de similitud del presente trabajo de investigación ha sido evaluado a través del programa de similitud TURNITIN, con un resultado del 23% de similitud.

CAPÍTULO IV

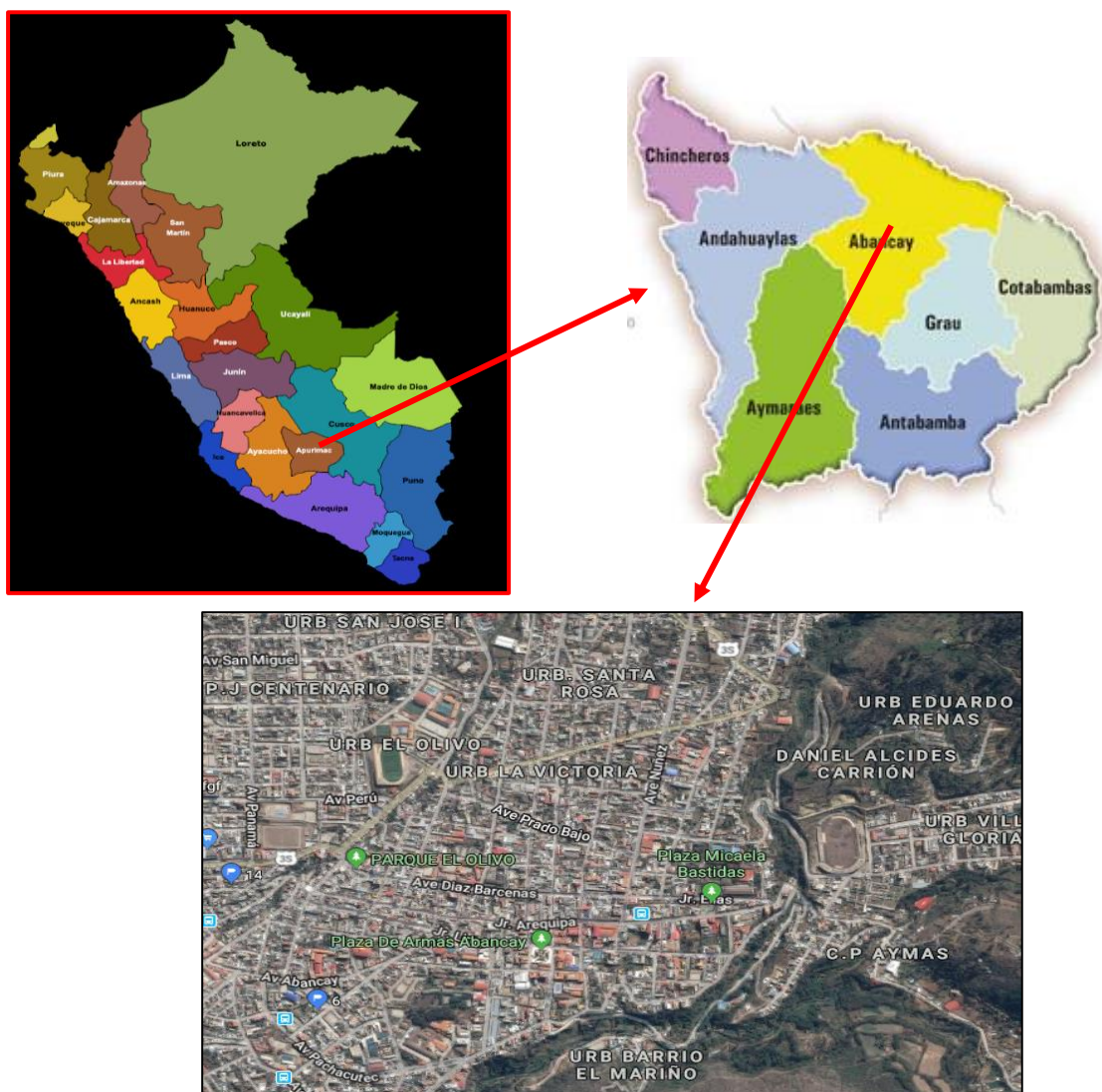
IV RESULTADOS

4.1 Análisis estructural para cargas de gravedad y de sismo.

Descripción del proyecto

El proyecto de estudio es un edificio de diez pisos de concreto armado a través del sistema aporticado, destinado para vivienda multifamiliar con un departamento por cada piso, que consta de una sala, comedor, cocina, tres servicios higiénicos, una sala de estudio, lavandería y tres dormitorios que cuenta con gradas para cada nivel y una caja de ascensor.

Figura 2: Ubicación del proyecto estudio



Fuente: Elaboración propia

4.2 Normas empleadas

Para realizar un diseño adecuado, del edificio de concreto armado de diez pisos mediante el sistema aporticado, primeramente se procedió con el predimensionamiento de los elementos estructural teniendo en cuenta las cargas actuantes según la categoría del edificio, diseño que será validado y comprobado su eficacia a través del sistema informático ETABS-v16, precisando que el diseño de los elementos estructurales han sido desarrollados en función al Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, para ello se utilizó la siguiente normativa:

- E.020 CARGAS
- E.030 DISEÑOS SISMORRESISTENTE
- E.050 SUELOS
- E.060 DISEÑO DE CONCRETO ARMADO
- SEAOC VISION 2000
- ACI S318-14
- ATC 40

4.3 Estudio de suelos

La norma peruana exige que las diferentes edificaciones cualquiera sea su uso deben contar con el Estudio de Mecánica de Suelos, para garantizar la estabilidad de la estructura que se pretende construir, con la finalidad de conocer el tipo de suelo y sus características principales a fin de elegir el sistema estructural a usar, en el diseño de un edificio de concreto armado de diez pisos.

El terreno donde se tiene previsto realizar el proyecto de tiene una resistencia admisible de 1.86 kg/cm^2 , se adjunta certificado de laboratorio (anexo 3)

La norma E.050, señala que los puntos de investigación para el estudio de suelos están determinados en función a la categoría y área de la edificación a construir.

Tabla 2: Puntos de investigación

NÚMERO DE PUNTOS DE INVESTIGACION	
Tipo de Edificación	Número de puntos de investigación (n)
A	1 cada 225 m^2
B	1 cada 450 m^2
C	1 cada 800 m^2

Fuente: Norma E.050 Suelos y Cimentaciones

4.4 Concreto

El concreto es una mezcla de arena, grava y agua que se utiliza en la industria de la construcción, y de acuerdo a (McCormac & Brown, 2011) refiere que “al igual que la mayoría de los materiales pétreos, el concreto tiene una alta resistencia a la compresión y muy baja resistencia a la tensión”.

El Reglamento Nacional de Edificaciones en la norma E.060, señala que la resistencia mínima a la compresión para edificaciones de concreto tiene las siguientes características:

- Resistencia a la compresión del concreto

$$f'c = 210 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

- Módulo de elasticidad del concreto

$$Ec = 15000 * \sqrt[2]{f'c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$Ec = 15000 * \sqrt[2]{210} = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$$

- Módulo de poisson del concreto

$$v = 0.20$$

4.5 Acero

El Acero corrugado que se utiliza para la construcción de edificaciones u obras de concreto armado, es un buen componente para el concreto debido a que le proporciona resistencia a la tracción, según (Romo, 2017) “el acero es un material apto para resistir solicitaciones de tracción, lo que lo convierte en el componente ideal para combinarse técnicamente con el hormigón simple”.

- Resistencia a la fluencia del acero

$$f'y = 4200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

- Módulo de elasticidad del acero

$$Es = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$$

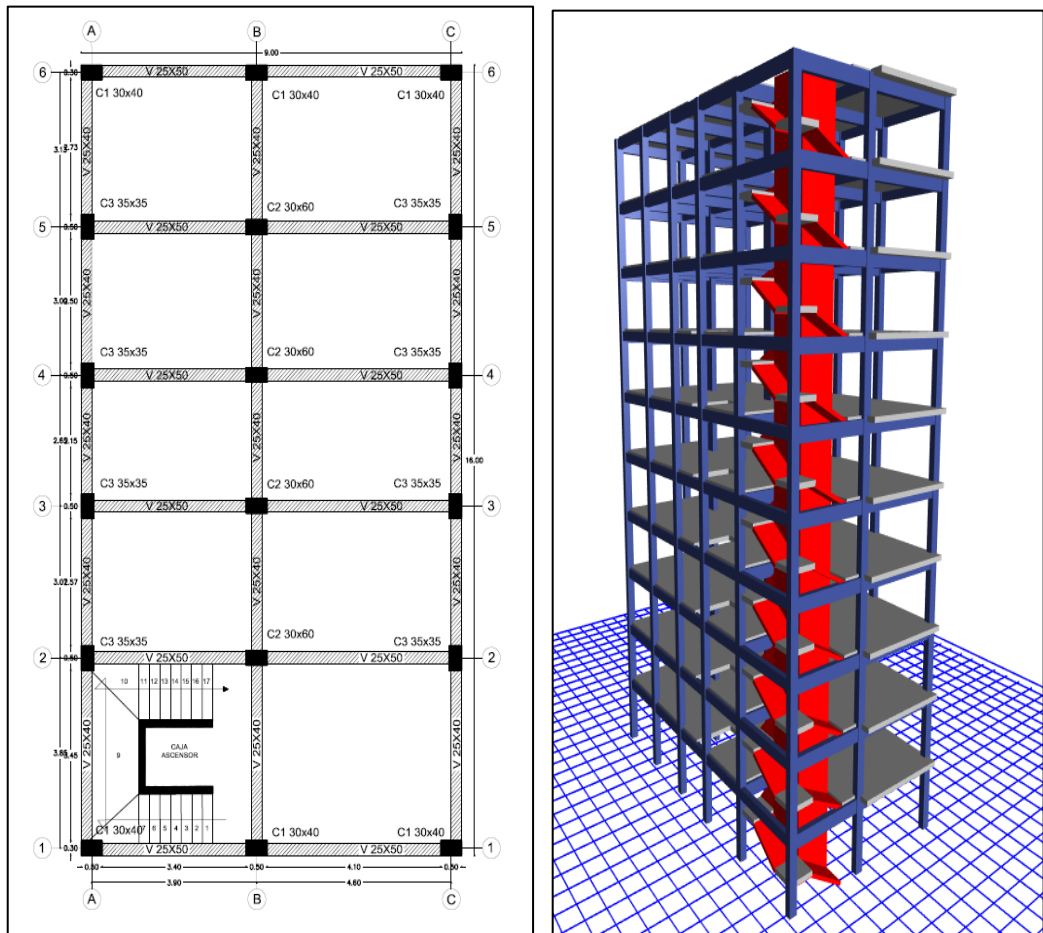
- Módulo de poisson del acero

$$v = 0.30$$

4.6 Estructuración

El proyecto, materia de estudio de la presente investigación, es un edificio de concreto armado de diez pisos, diseñado mediante el sistema aporticado, teniendo como elementos estructurales las vigas y columnas que forman pórticos, las columnas son los principales elementos estructurales que soportan el peso de la estructura y transmite las cargas hacia las zapatas, por otra parte, las vigas son las que reciben las cargas de las losas de entrepiso que articulados con las columnas conforma el sistema estructural de la edificación; para el presente diseño se tiene una distribución de tres ejes (A, B,C) en el eje "X" y seis ejes (1,2,3,4,5 y 6) en el eje "Y", la dirección de las viguetas están orientados hacia el eje "X" debido a que en esta dirección, las luces son más cortas que en el eje perpendicular (véase anexo figura 4 y 5).

Figura 3: Estructuración en planta y vista 3D



Fuente: Elaboración propia

4.7 Metrado de cargas

Para realizar el modelamiento de la estructura del edificio de concreto armado de diez pisos, se aplicará cargas vivas y cargas muertas, conforme lo señala la norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones:

Carga muerta

El peso propio de los elementos estructurales será determinado por el programa ETABS v16. (véase en anexos figura 6)

Las cargas que se aplicaran en el modelamiento de la estructura, son de acuerdo a la norma E.020, conforme se detalla:

<i>Peso unitario del Concreto Armado</i>	= 2.4 ton/m ³
<i>Sobrecarga pasadizo y gradas</i>	= 0.4 ton/m ²
<i>Sobrecarga azotea</i>	= 0.25 ton/m ²
<i>Sobrecarga dormitorios</i>	= 0.20 ton/m ²
<i>Tabiquería primer al décimo nivel</i>	= 0.10 ton/m ²
<i>Acabados piso terminado</i>	= 0.10 ton/m ²

Según la norma E.0.30 el peso sísmico de las edificaciones comunes se calcula con la siguiente expresión:

$$Peso_{sismico} = CM + 25\%CV$$

4.8 Predimensionamiento

Columnas

Para determinar el área de las columnas que serán diseñadas a flexo compresión (Blanco, 2010) recomienda hallar el área de las columnas que soportan las cargas de gravedad, con las siguientes expresiones, para ello se clasifica las columnas según su ubicación en la estructura:

Columnas centrales

$$Ac = P / (0.45 * f'c) \quad Ac = \frac{1000 * 10 * 16.13}{0.45 * 210} = 1706.87 \text{ cm}^2$$

Entonces se consideran columnas céntricas con un área de: 30x60 cm.

Columnas Excéntricas y esquineras

$$Ac = P / (0.30 * f'c) \quad Ac = \frac{1000 * 10 * 7.47}{0.30 * 210} = 1185.71 \text{ cm}^2$$

Entonces se consideran columnas esquineras y excéntricas con un área de: 40x40 cm.

Donde:

$$P = Ps * N * At$$

$$Ps = 1000 \text{ kg/m}^2$$

N = número de niveles

A = área tributaria

$$P = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 10 * 16.13 = 161,300 \text{ kg} = 161.3 \text{ Tn}$$

Para estimar el peso de servicio se toma una carga promedio que de acuerdo a (Villareal, 2015), se puede considerar los valores de acuerdo a la categoría de la edificación, en este caso es de categoría "C" por tratarse de vivienda multifamiliar

Vigas

Las vigas serán predimensionadas tomando en consideración a luces más críticas es decir de mayor longitud que existe en la estructura, y de acuerdo a (Blanco, 2010), se utiliza las siguientes relaciones para estimar las dimensiones de las vigas:

$$h = \left(\frac{1}{10} \text{ a } \frac{1}{12} \right) * Ln \quad \text{En la práctica se asume: } h = Ln/10$$

$$b = \left(\frac{1}{2} \text{ a } \frac{2}{3} \right) * Ln \quad \text{En la práctica se asume: } b = h/2$$

Donde:

Ln : luz de mayor dimensión

h : peralte de la viga

b : base de la viga

Las expresiones señaladas con anterioridad, se utilizan para el predimensionamiento de vigas en el eje "X" y eje "Y", asimismo las norma E0.60, establece que la base de la viga no será menor a 25 cm.

Para el predimensionamiento de las vigas tanto en el eje "X" y eje "Y", se tiene la siguiente propuesta, tomando en consideración las luces más críticas:

Vigas en la dirección X-X

$$h = Ln/10 \quad h = \frac{3.85}{10} = 0.385m \approx 40 \text{ cm} \quad b = \frac{40}{2} = 20$$

En esta dirección, se asume vigas de 25x40, debido a que la dimensión de la base mínima según la norma E.060 es de 25 cm.

Vigas en la dirección Y-Y

$$h = Ln/10 \quad h = \frac{4.60}{10} = 0.46 \text{ m} \approx 50 \text{ cm} \quad b = \frac{50}{2} = 25$$

En esta dirección, se asume vigas de 25x50; la base cumple a la dimensión mínima requerida por la norma E.060.

Losa

Para el predimensionamiento de la losa aligerada en una dirección, se tomará la longitud más corta, y según (Blanco, 2010) se utilizará la siguiente expresión:

$$h = L/25 \quad h = \frac{3.85}{25} = 0.154m \approx 15.4 \text{ cm}$$

Se asume que el peralte de la viga es de 20cm.

Donde:

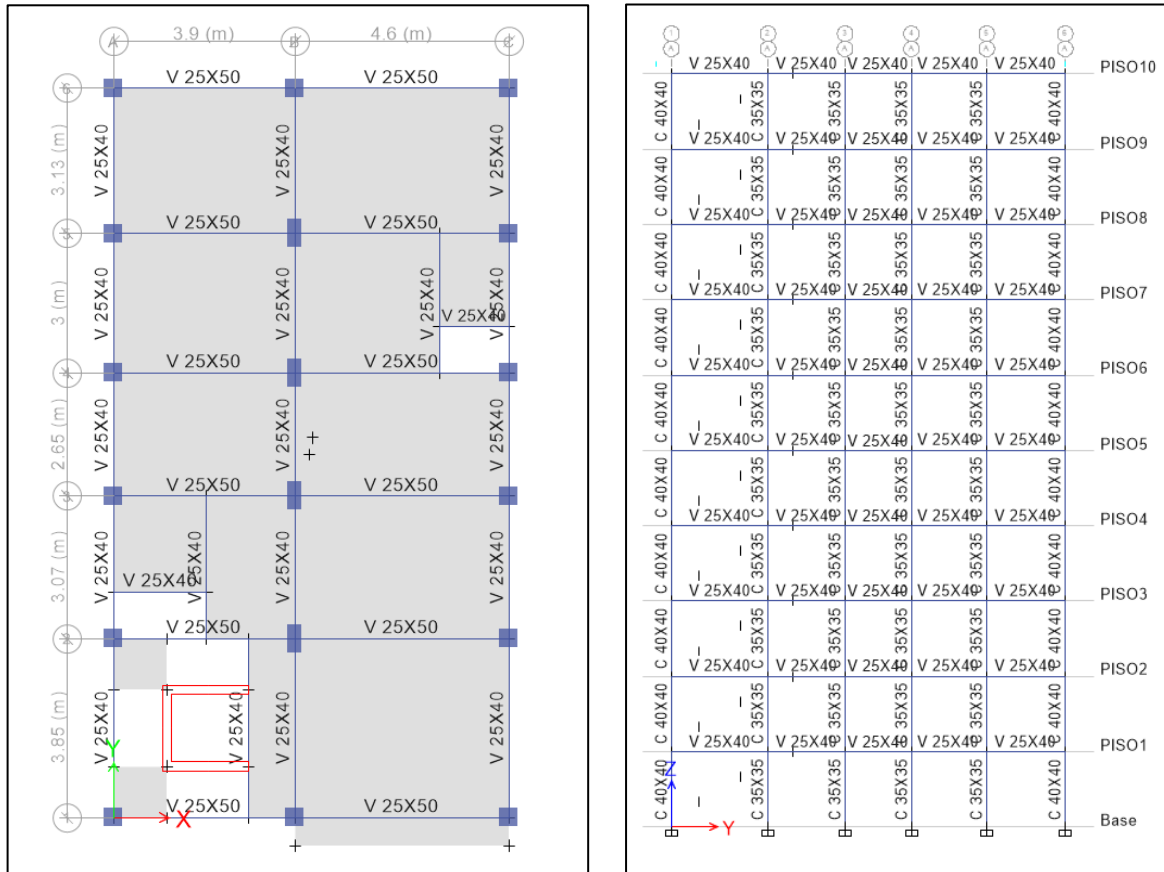
h: peralte de la losa

L: Luz en la dirección más corta.

Modelo del edificio.

En la siguiente figura se ilustra las secciones de las vigas y columnas del edificio en estudio.

Figura 7: Vista en planta y elevación del sistema estructural



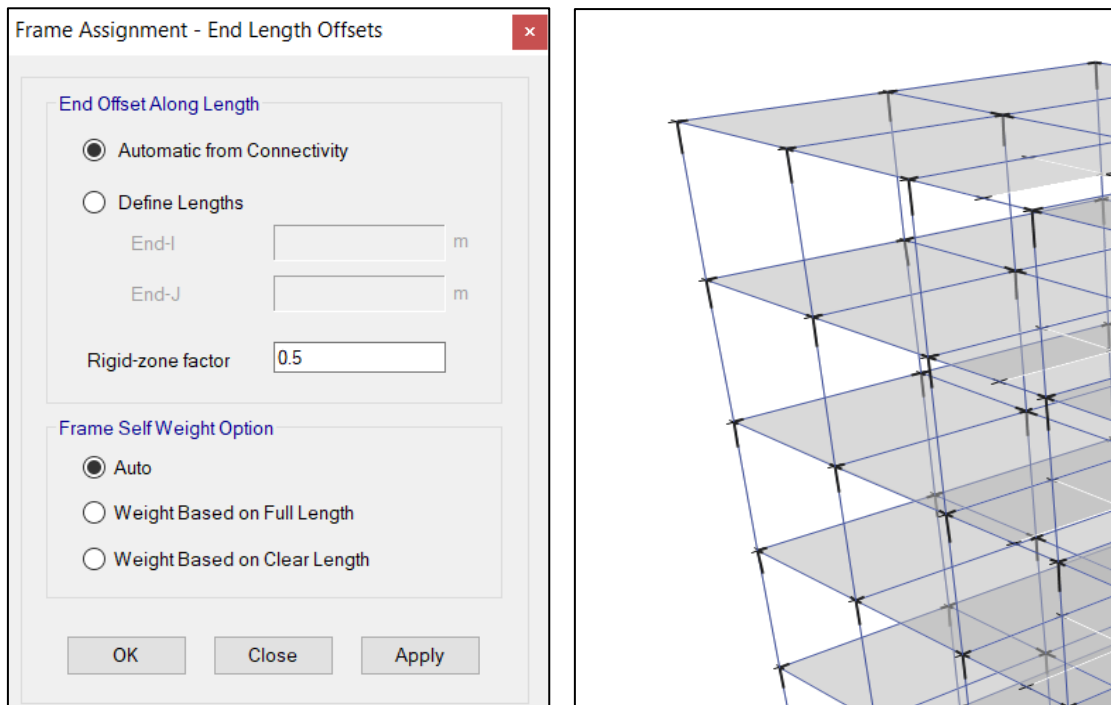
Fuente: Etabs, elaboración propia

4.9 Consideraciones previas para el diseño estructural

4.9.1 Brazo rígido

Brazo rígido es la unión rígida de dos elementos estructurales y el programa ETABS V16.2.1, utiliza los ejes centroidales de los elementos estructurales para analizar la rigidez, según (Valderrama & Meza, 2014) “En las vigas las deformaciones deben comenzar desde las caras internas de las columnas, y en las columnas se busca que se deforme desde el contacto con la zapata”, para la asignación de brazo rígido se utiliza el factor de 0.5.

Figura 8: Asignación de brazo rígido



Fuente: Etabs, elaboración propia

4.9.2 Diafragma rígido

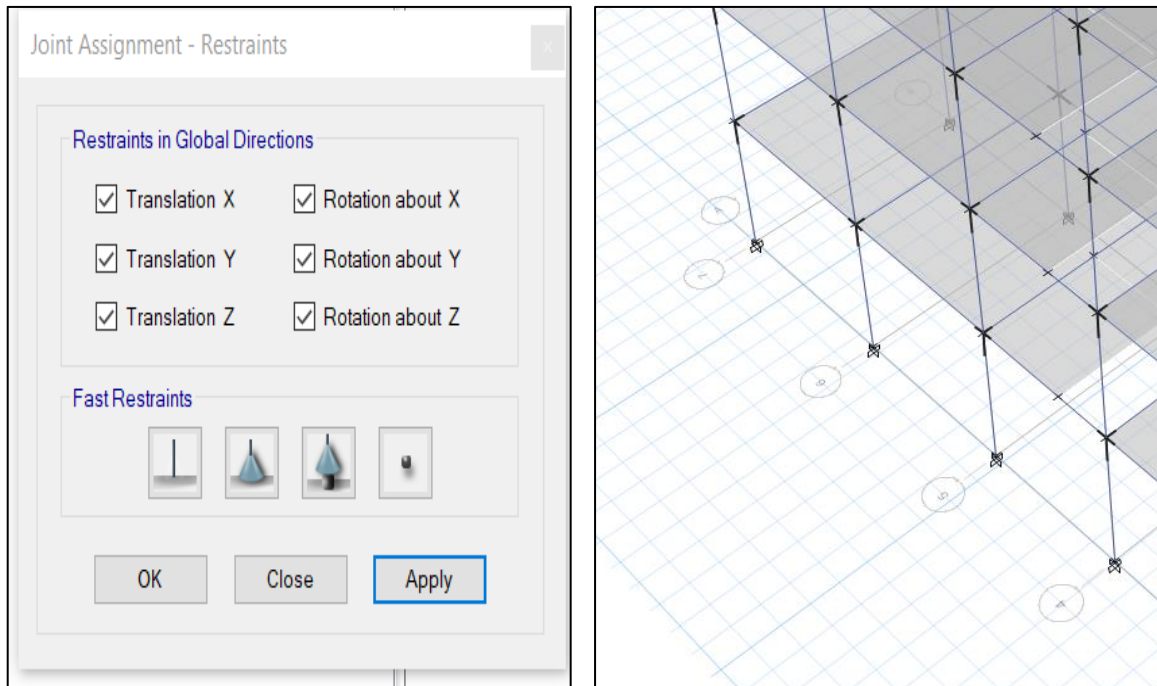
Para que sea considerado como diafragma rígido las aberturas deben ser menor al 50% del área total de la losa, de acuerdo a (Valderrama & Meza, 2014) “Se busca hacer que el sistema reconozca a la losa de entrepiso como infinitamente rígida para transmitir las cargas horizontales y no tengan deformaciones variables” (véase anexos figura 9).

El área de la losa de entrepiso del presente proyecto es de 144 m² y las aberturas que incluye las gradas, caja de ascensor y dos ductos de ventilación tiene un área de 14.65 m², que representa el 10.17% del área total, porcentaje inferior al 50% para ser considerado como diafragma rígido, por lo tanto, cumple lo solicitado por la norma.

4.9.3 Condiciones de borde – Empotramiento de la base

De acuerdo (Valderrama & Meza, 2014), “para el análisis sísmico se procede a empotrar la base de la estructura, para impedir el desplazamiento en todas las direcciones y la rotación alrededor de todos los ejes”.

Figura 10: Empotramiento de la base del sistema estructural



Fuente: Etabs, elaboración propia.

4.9.4 Análisis Estático Lineal

Para realizar el análisis estático del edificio de concreto armado mediante el sistema aporticado, se procede conforme a la norma E.030, donde la cortante basal de la estructura se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) * P$$

La norma E.030, señala la siguiente expresión para calcular el periodo fundamental de vibración:

$$T = Hn/Ct$$

Alternativamente se podrá usar la siguiente expresión:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i * d_i^2)}{g * (\sum_{i=1}^n f_i * d_i)}}$$

El edificio en estudio tiene una altura total: $h_n = 30$ m

Para edificios aporricado con muros en los ascensores: $C_t = 45$

Por lo tanto, el periodo fundamental de vibración del edificio es:

$$T = \frac{30}{45} = 0.667$$

El cortante basal será calculado de acuerdo a la norma E.030, con las características de sitio, donde se tiene previsto construir el edificio de concreto armado de diez pisos, que se encuentra ubicado en la zona 2 de acuerdo a la zonificación establecido por la norma en mención.

Parámetros sísmicos:

La norma E.030 del 2018, precisa los parámetros para definir el espectro de diseño:

Factor de Zona

Es la aceleración máxima horizontal del suelo con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años y se expresa como una aceleración de la gravedad.

Tabla 3: Factor de zona

FACTOR DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

Categoría de la edificación y factor de uso.

Las edificaciones que son, cualquiera sea su uso y material empleado se clasifican conforme a la siguiente tabla:

Tabla 4: Factor de zona

CATEGORIA DE LA EDIFICACIÓN Y FACTOR DE "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	Edificaciones Esenciales	1.5
B	Edificaciones Importantes	1.3
C	Edificaciones Comunes	1.0
D	Edificaciones Temporales	Ver nota

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

Parámetros de sitio

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales utilizando los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos T_p y T_L

Tabla 5: Factor de suelo

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

Periodos T_p y T_L

Tabla 6: Periodos y perfil de suelo

PERIODOS "T _P " y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

Sistemas estructurales y coeficientes básicos de reducción

Tabla 7: Periodos y perfil de suelo

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_b (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente

Se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis.

Resumen de los parámetros de sitio a utilizar para el análisis estático lineal

Tabla 8: Parámetros de sitio para el análisis estático lineal

PARAMETROS DE SITIO	FACTOR
Factor de Zona 2	0.25
Perfil de suelo S1	1.00
Periodos T_p y T_L	$T_p = 0.4$
	$T_L = 2.5$
Categoría edificación Factor de Uso	1.0
Sistema Estructural: Pórtico	8
Periodo Fundamental de vibración C_T	35
Altura del edificio	30 m

Fuente: Elaboración propia

Factor de amplificación sísmica, es de acuerdo a las siguientes características de sitio:

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \quad C = 2.5 \\
 T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 * (T_p/T) \\
 T > T_L & \quad C = 2.5 * (T_p * T_L/T)
 \end{aligned}$$

El factor de suelo es: S₁, por lo tanto, le corresponde los siguientes periodos para el perfil de suelo en mención:

$$T_p = 0.4 \quad T_l = 2.5$$

De acuerdo a las características de sitio el factor de amplificación sísmica se halla con la expresión siguiente:

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 * (T_p/T)$$

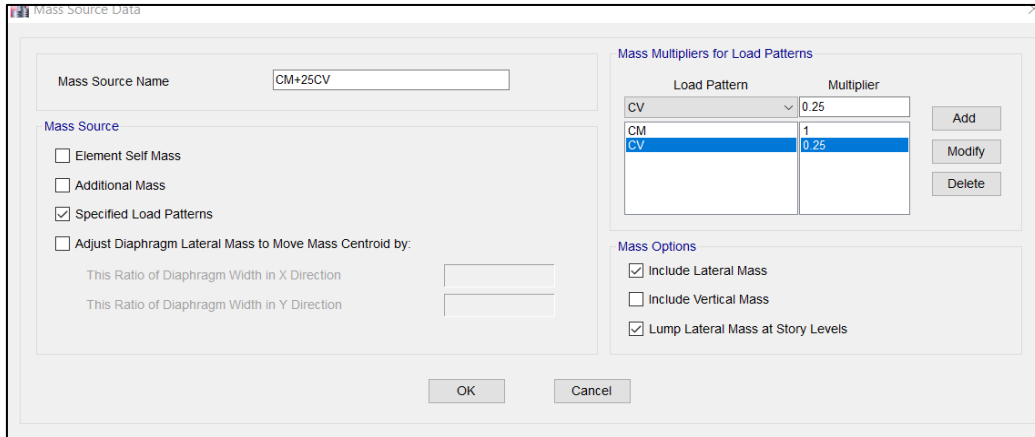
$$C = 2.5 * \frac{0.4}{0.857} = 1.17$$

Sin embargo, debe cumplir con la siguiente condición: $\frac{C}{R} \geq 0.125$

$$\frac{1.17}{8} = 0.146 \geq 0.125 \text{ cumple la condición. OK}$$

Para edificaciones comunes la norma E.030 señala que a la carga permanente se adiciona el 25% de la carga viva.

Figura 11: Definición de fuentes de masa



Fuente: Etabs, elaboración propia

Para determinar el periodo de vibración del edificio utilizaremos el Etabs v16.2.1, para ello se asignó tres modos de vibración por piso, dos de traslación y uno de rotación, en vista que el edificio cuenta con diez niveles se asigna 30 modos de vibración (véase anexos tabla 9).

El programa Etabs v16.2.1, ha desarrollado el modo de vibración del edificio de concreto armado habiéndose obtenido los siguientes datos; precisando que el primer y segundo modo de vibración son los que tiene mayor periodo y mayor masa participativa (véase la 12 y 13)

Tabla 10: Modos de vibración 1 y 2 con mayor masa participativa

CASE	PERIODO	UX	%X	UY	%Y
MODO 1	0.988	0.4703	47.0%	0.109	10.9%
MODO 2	0.823	0.2514	25.14%	0.3954	39.54%

Fuente: Elaboración propia

$$T_X = 0.988$$

$$T_Y = 0.823$$

$$T = \frac{Hn}{Ct} = \frac{30}{35} = 0.857$$

Peso de la edificación en la dirección “X” y “Y”

Dirección: $X = 832.193 \text{ Tnf}$

Dirección: $Y = 832.193 \text{ Tnf}$

El cortante basal en las dos direcciones de análisis resulta de multiplicar el coeficiente de amplificación sísmica por el peso de la edificación:

$$V_X = 0.0316 * 832.193 = 26.297 \text{ Tnf}$$

$$V_Y = 0.0379 * 832.193 = 31.540 \text{ Tnf}$$

Como el periodo en ambas direcciones es mayor que 0.5 se utiliza la siguiente expresión para determinar el valor de K

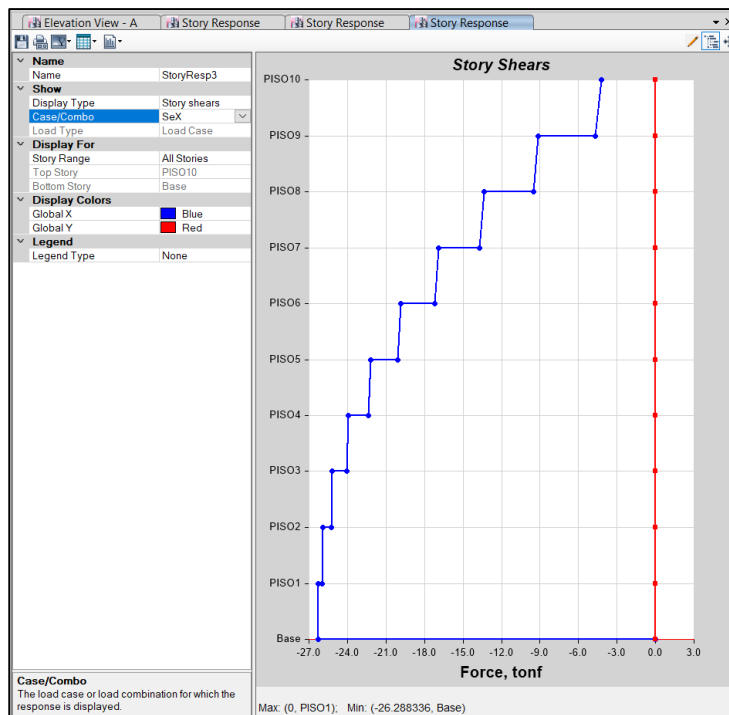
$$K = 0.75 + 0.5T \leq 2.0$$

$$K_X = 0.75 + 0.5T = 0.75 + 0.5 * 0.988 = 1.270 \leq 2.0 \quad \text{cumple: OK}$$

$$K_Y = 0.75 + 0.5T = 0.75 + 0.5 * 0.823 = 1.175 \leq 2.0 \quad \text{cumple: OK}$$

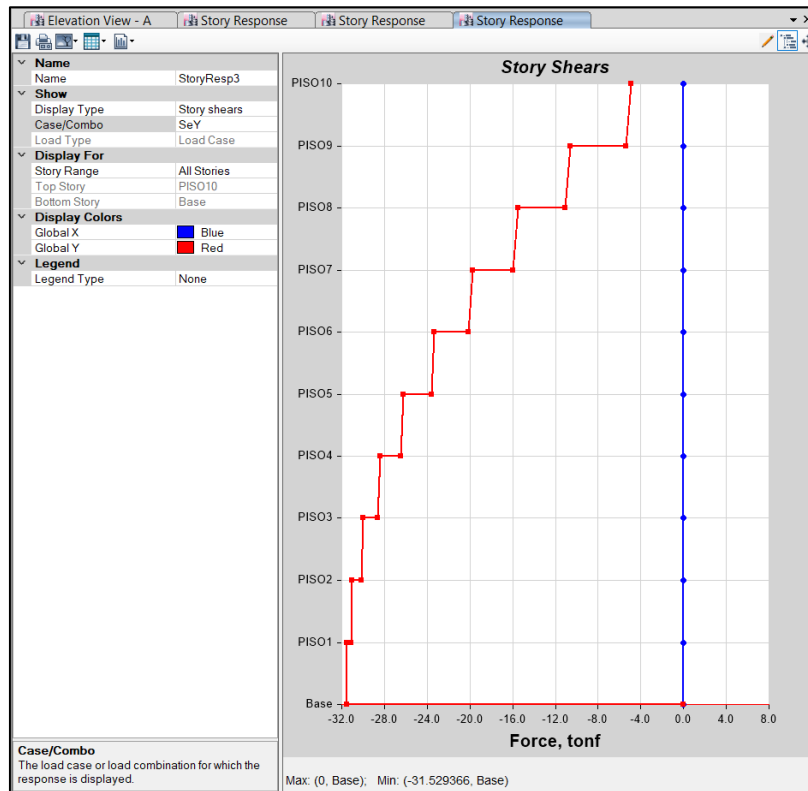
Las fuerzas cortantes en la dirección “X” , “Y”, del edificio, se ha obtenido a través del programa Etabs v16.2.1, para cada entrepiso del edificio de concreto armado de diez pisos, que fueron analizados con los parámetros de sitio

Figura 14: Fuerza cortante en la dirección **X: 26.297 Tn**



Fuente: Etabs, elaboración propia

Figura 15: Fuerza cortante en la dirección **Y= 31.540 Tn**



Fuente: Etabs, elaboración propia

Cálculo del periodo mediante la fórmula de Raylend

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i * d_i^2)}{g * (\sum_{i=1}^n f_i * d_i)}}$$

El periodo en las direcciones de análisis “X” y “Y”, que fueron hallados a través de la fórmula precedente es el siguiente:

$T_X = 0.979$ $T_Y = 0.854$

Tabla 12: Periodo de vibración mediante la fórmula de Raylend para la dirección “X”

PISO	Vix tonf	Pix tonf	fix tonf	di (CM) m	Pi x di ² seg	fi x di
10	4.3613	70.33711	4.36	0.013058	0.01199	0.05695
9	8.7439	80.79869	4.38	0.012202	0.01203	0.05348
8	12.5176	80.79869	3.77	0.011183	0.01010	0.04220

7	15.7026	80.79869	3.19	0.009964	0.00802	0.03174
6	18.3214	80.79869	2.62	0.008572	0.00594	0.02245
5	20.3988	80.79869	2.08	0.00705	0.00402	0.01465
4	21.9636	80.79869	1.56	0.005447	0.00240	0.00852
3	23.0495	80.79869	1.09	0.003824	0.00118	0.00415
2	23.6984	80.79869	0.65	0.002257	0.00041	0.00146
1	23.9674	80.79869	0.27	0.000862	0.00006	0.00023
				Σ	0.05615	0.23583

$$T_x = \frac{0.97}{9} \text{ seg}$$

$$0.85 T_x = 0.832 \text{ seg}$$

Tabla 13: Periodo de vibración mediante la fórmula de Raylend para la dirección "Y"

PISO	Viy tonf	Piy tonf	fiy tonf	di (CM) m	Pi x di ² seg	fi x di
10	5.1276	70.33711	5.13	0.012059	0.01023	0.06183
9	10.332	80.79869	5.20	0.011254	0.01023	0.05857
8	14.8638	80.79869	4.53	0.010292	0.00856	0.04664
7	18.7375	80.79869	3.87	0.009149	0.00676	0.03544
6	21.9694	80.79869	3.23	0.007847	0.00498	0.02536
5	24.5781	80.79869	2.61	0.006421	0.00333	0.01675
4	26.5851	80.79869	2.01	0.004921	0.00196	0.00988
3	28.0165	80.79869	1.43	0.003409	0.00094	0.00488
2	28.9054	80.79869	0.89	0.001967	0.00031	0.00175
1	29.2991	80.79869	0.39	0.00072	0.00004	0.00028
				Σ	0.04734	0.26139

$$T_y = \frac{0.85}{4} \text{ seg}$$

$$0.85 T_y = 0.72 \text{ seg}$$

Fuente: Elaboración propia

Distribución de fuerzas de sismo en altura

Para calcular las fuerzas sísmicas en altura se realizó con el peso del edificio, obtenido del programa Etabs v16.2.1, tanto para la dirección "X", "Y", para ello se utilizó las siguientes expresiones de la norma E.030

Expresiones para determinar la fuerza sísmica en altura:

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

$$F_i = \alpha_i * V$$

Tabla 14: Distribución de fuerzas sísmicas en altura en la dirección X, Y

N° PISO	mi	pi	hi	pi(hi) ^k	αi	Fi	Vi
PISO 10	7.34493	72.0537633	30.00	5415.02744	0.1790	4.7067	4.7067
PISO 9	8.60958	84.4599798	27.00	5552.42823	0.1835	4.8261	9.5328
PISO 8	8.60958	84.4599798	24.00	4781.00558	0.1580	4.1556	13.6884
PISO 7	8.60958	84.4599798	21.00	4035.241	0.1334	3.5074	17.1958
PISO 6	8.60958	84.4599798	18.00	3317.77595	0.1097	2.8838	20.0795
PISO 5	8.60958	84.4599798	15.00	2632.00598	0.0870	2.2877	22.3672
PISO 4	8.60958	84.4599798	12.00	1982.49069	0.0655	1.7232	24.0904
PISO 3	8.60958	84.4599798	9.00	1375.74822	0.0455	1.1958	25.2862
PISO 2	8.60958	84.4599798	6.00	822.059138	0.0272	0.7145	26.0007
PISO 1	8.60958	84.4599798	3.00	340.874855	0.0113	0.2963	26.2970
TOTAL		832.193582		30254.6571	1.0000	26.2970	OK!

Dirección Y-Y

N° PISO	mi	pi	hi	pi(hi) ^k	αi	Fi	Vi
PISO 10	7.34493	72.0537633	30.00	3919.89237	0.1721	5.4284	5.4284
PISO 9	8.60958	84.4599798	27.00	4059.78838	0.1783	5.6221	11.0505
PISO 8	8.60958	84.4599798	24.00	3535.07948	0.1552	4.8955	15.9460
PISO 7	8.60958	84.4599798	21.00	3021.75079	0.1327	4.1846	20.1306
PISO 6	8.60958	84.4599798	18.00	2521.13538	0.1107	3.4914	23.6220
PISO 5	8.60958	84.4599798	15.00	2034.9709	0.0893	2.8181	26.4401
PISO 4	8.60958	84.4599798	12.00	1565.62929	0.0687	2.1681	28.6082
PISO 3	8.60958	84.4599798	9.00	1116.56991	0.0490	1.5463	30.1545
PISO 2	8.60958	84.4599798	6.00	693.391786	0.0304	0.9602	31.1147
PISO 1	8.60958	84.4599798	3.00	307.091961	0.0135	0.4253	31.5400
TOTAL		832.193582		22775.3002	1.0000	31.5400	OK!

Fuente: Elaboración propia

Análisis dinámico.

Para hallar el espectro de aceleraciones, la norma E.030, propone la siguiente expresión:

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

Los parámetros de sitio, son los mismos valores que se utilizaron en el análisis estático:

$$Z = 0.25;$$

$$U = 1.00;$$

$$S = 1.00;$$

$$R = 8$$

Además, “g” es la gravedad cuyo valor a utilizar es: 9.81 m/s²

$$S_a = \frac{0.25 * 1 * C * 1}{8} * 9.81 = 0.306C$$

El factor de amplificación sísmica “C”, está en función de la siguiente condición:

$$T_p < T < T_L$$

$$C = 2.5 * (T_p / T)$$

Para el perfil de suelo S₁, le corresponde:

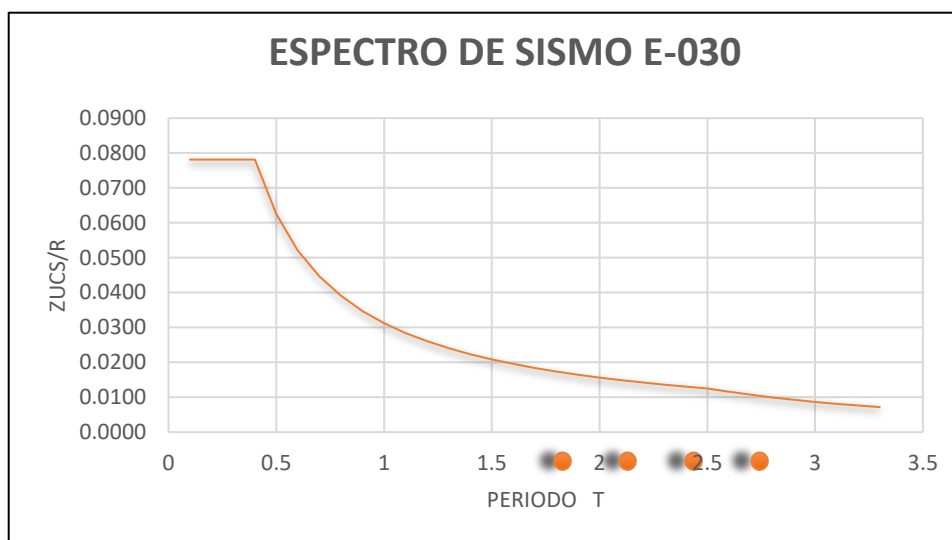
$$T_p = 0.4$$

$$T_L = 2.5$$

El periodo en las dos direcciones de análisis está en el rango de la fórmula precedente, el cual permite calcular el factor de amplificación sísmica “C”, y así continuar con el cálculo del espectro de diseño.

Para el presente trabajo se utilizó el espectro de diseño propuesto por el programa Etabs, con los parámetros de sitio que fueron utilizados en el análisis estático, hoja de cálculo del espectro de diseño (véase en anexos tabla:15)

Figura 16: Espectro de sismo



Fuente: Etabs, elaboración propia.

4.11 Verificación de la irregularidad torsional

Para verificar la irregularidad torsional del proyecto de investigación, se procede de acuerdo al Art. 20 de la norma E.030-2019, relacionado a la Irregularidad Torsional, en la que precisa que existe irregularidad torsional si cumple la siguiente condición:

$X_{max} < 1.3 * (\Delta_{prom})$ si cumple la condición: *No existe Irregularidad Torsional.*

$$\Delta_{prom} = \left(\frac{X_1 + X_2}{2} \right)$$

Para el edificio en estudio, del programa Etabs obtenemos los desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección "X" producido por el sismo dinámico.

$$X_1 = 1.494$$

$$X_2 = 0.855$$

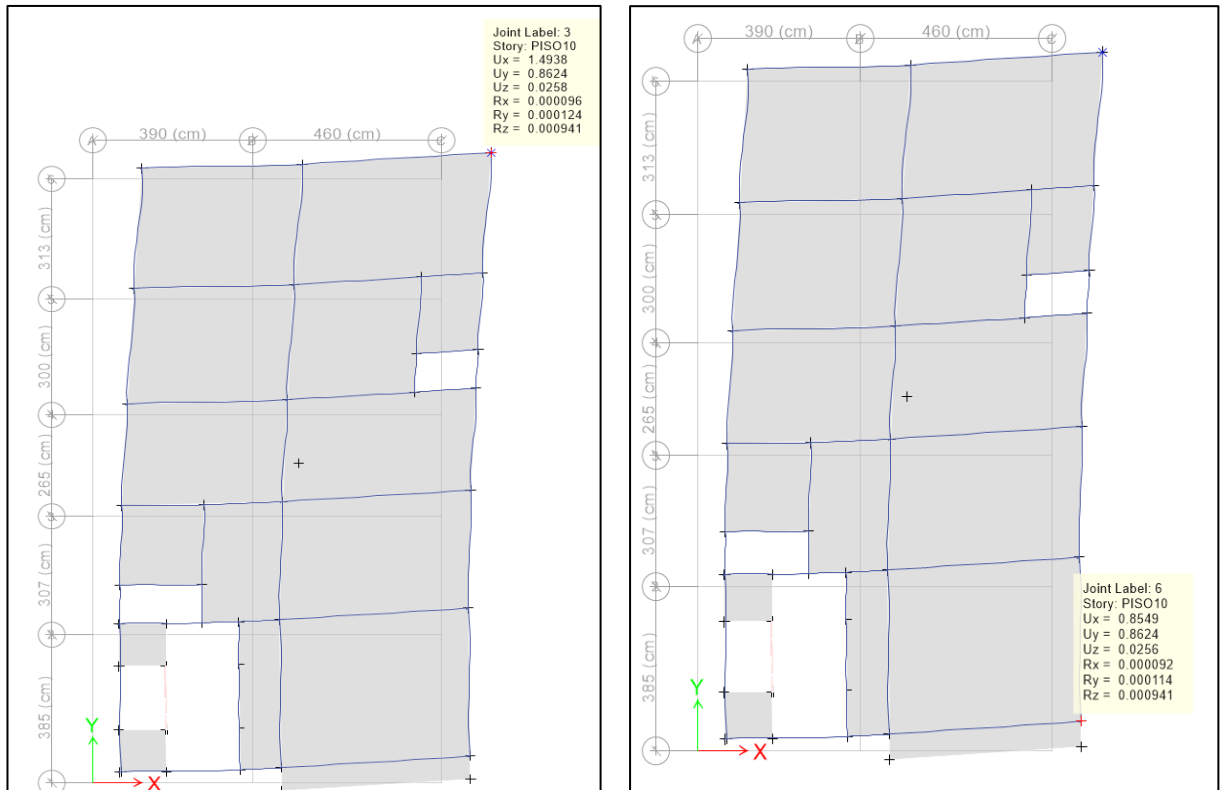
Por lo tanto, el desplazamiento máximo es:

$$X_{max} = 1.494$$

$$\Delta_{prom} = \left(\frac{1.494 + 0.855}{2} \right) = 1.1745$$

$$1.494 < 1.3 * 1.1745 = 1.526 \text{ *No existe Irregularidad Torsional*}$$

Figura 17: Desplazamiento relativo entrepiso en la dirección “X” para verificar la irregularidad torsional



Fuente: Etabs, elaboración propia

De manera similar se verifica la irregularidad torsional en la dirección “Y”

$$Y_1 = 0.85$$

$$Y_2 = 1.035$$

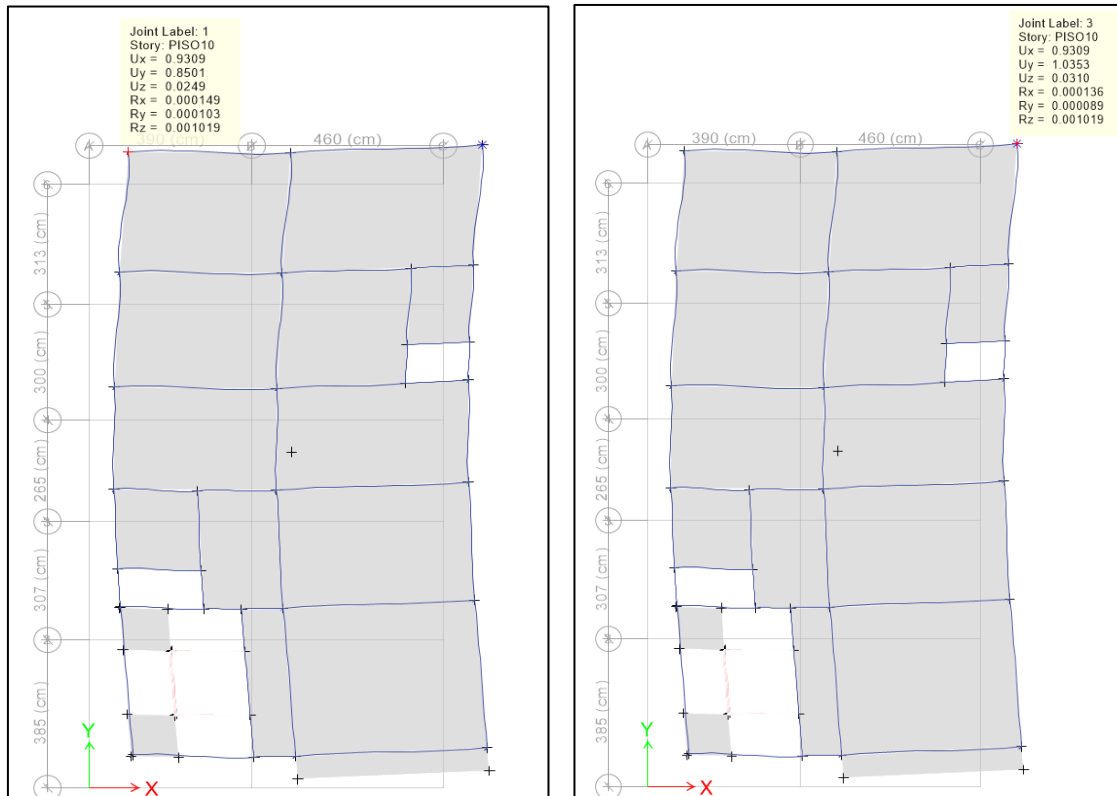
Por lo tanto, el desplazamiento máximo es:

$$Y_{max} = 1.035$$

$$\Delta_{prom} = \left(\frac{0.85 + 1.035}{2} \right) = 0.942$$

$$1.035 < 1.3 * 0.942 = 1.224 \quad \text{No existe Irregularidad Torsional}$$

Figura 18: Desplazamiento relativo entrepiso en la dirección “Y”, para verificar la irregularidad torsional.



Fuente: Etabs, elaboración

4.12 Cortante dinámico.

Para determinar si la estructura es regular e irregular en función de la cortante dinámica, del edificio en estudio se procede conforme al Art. 16 de la norma E.030, que precisa lo siguiente:

$$V_{din} \geq 80\% V_{est} \text{ si cumple esta condición es Regular}$$

$$V_{din} \geq 90\% V_{est} \text{ si cumple esta condición es Irregular}$$

Del programa Etabs, obtenemos las fuerzas cortantes estáticas y dinámicas para analizar si la estructura es regular o irregular (véase figura 19)

$$V_{din(X)} = 21.0312$$

$$V_{est(X)} = 26.2883$$

$$21.0312 \geq 80\% * 26.2883$$

$$21.0312 \geq 21.0306 \text{ cumple: ok}$$

Cumple la condición, la edificación en la dirección “X” es regular

Tabla 16: Verificación de regularidad e irregularidad en la dirección “X”

Load Case/Combo		FX	IRREG	$V_{din} \geq 80\% V_{est}$	<u>FaX</u>
$V_{est}(X)$	<u>SeX</u>	26.2883	80%	OK	1.0000
$V_{din}(X)$	SX Max	21.0312			0%

Fuente: Elaboración propia

Para la dirección de análisis “Y”, se procede de forma similar

$$V_{din(Y)} = 25.7702$$

$$V_{est(Y)} = 31.5294$$

$$25.7702 \geq 80\% * 31.5294$$

$$25.7702 \geq 25.2235 \quad \text{cumple: ok}$$

Cumple la condición, la edificación en la dirección “Y” es regular

Por lo tanto, el edificio en estudio de concreto armado mediante el sistema aporticado cumple con la condición que el cortante dinámico es mayor o igual que el 80% del cortante estático.

Tabla 17: Verificación de regularidad e irregularidad en la dirección “Y”

Load Case/Combo		FY	IRREG	$V_{din} \geq 80\% V_{est}$	<u>FaY</u>
$V_{est}(Y)$	<u>SeX</u>	31.5294	80%	OK	0.9788
$V_{din}(Y)$	SX Max	25.7702			0%

Fuente: Elaboración propia

Deriva de piso

La norma E.030 nos permite realizar el control del desplazamiento lateral máximo de los entrepisos, como resultado de las fuerzas horizontales producto de un evento sísmico, el programa Etabs, proporciona desplazamientos elásticos que deberán ser multiplicados por 0.75R, a continuación, se muestra el desplazamiento relativo del edificio en estudio:

$$\Delta_{ine} = 0.75 * R * \Delta_{elas.} \quad : \text{Regular}$$

$$\Delta_{ine} = 0.8 * R * \Delta_{elas.} \quad : \text{Irregular}$$

La norma E.030, señala los límites máximos de deriva de entrepiso y para concreto armado mediante el sistema aporticado es de 0.007).

Tabla 18: Desplazamientos laterales relativos admisibles

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DE ENTREPISO	
Material predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Norma E.030 Diseño sismorresistente

Desplazamientos laterales de la edificación obtenidas del modelamiento de la estructura en el Etabs, para cada dirección de análisis:

Tabla 19: Desplazamientos laterales

DIRECCION X-X		
PISO	DESP. ENTREPISO (CM)	DESP. INELÁSTICO (CM)
10	0.00024683	0.001481
9	0.0003315	0.001989
8	0.0004325	0.002595
7	0.00050983	0.003059
6	0.000571	0.003426
5	0.00062317	0.003739
4	0.00066833	0.00401
3	0.000703	0.004218
2	0.00070083	0.004205
1	0.00047383	0.002843

DIRECCION Y-Y		
PISO	DESP. ENTREPISO (CM)	DESP. INELÁSTICO (CM)
10	0.00021683	0.001301
9	0.00025983	0.001559
8	0.00031883	0.001913
7	0.00036883	0.002213
6	0.00040933	0.002456
5	0.00043983	0.002639
4	0.00045717	0.002743
3	0.00045483	0.002729
2	0.000414	0.002484
1	0.00024733	0.001484

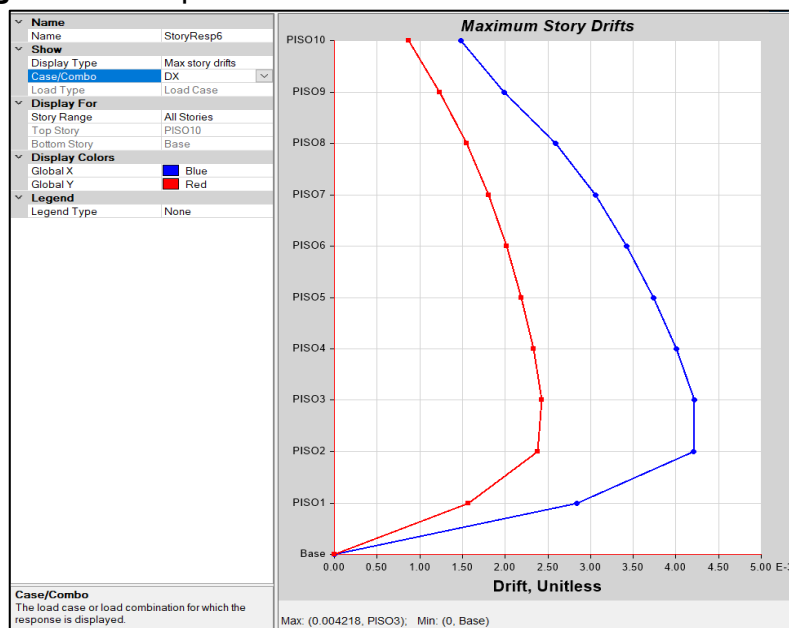
Fuente: Elaboración propia

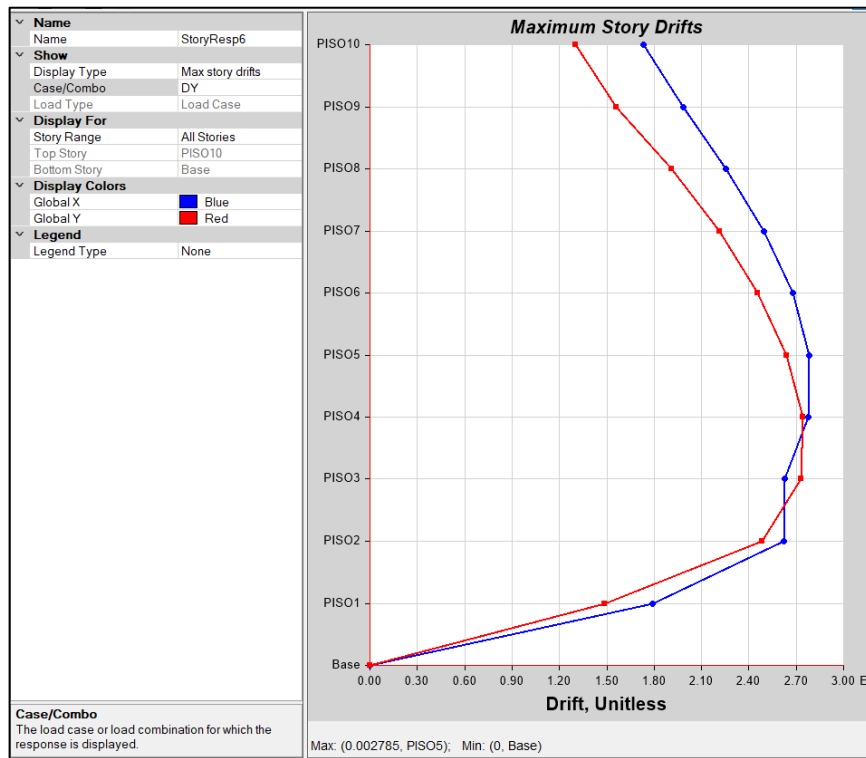
$$\left(\frac{\Delta}{H}\right)(x) = 0.0042 \quad \frac{\Delta}{H} < 0.007 \quad \text{cumple: Ok}$$

$$\left(\frac{\Delta}{H}\right)(Y) = 0.0026 \quad \frac{\Delta}{H} < 0.007 \quad \text{cumple: Ok}$$

Para ambas direcciones de análisis el desplazamiento máximo obtenido del Etabs, multiplicado por 0.75R, es menor que lo propuesto por la norma E.030 Diseño Sismorresistente, por lo tanto, la edificación en estudio cumple con el criterio de rigidez en las dos direcciones de análisis.

Figura 20: Desplazamiento laterales admisibles dirección X, Y





Fuente: Etabs, elaboración propia

4.14 Separación entre edificios

Para garantizar la conservación de la estructura durante y después de un evento sísmico, debe existir una separación mínima entre estructuras colindantes a fin de evitar el choque entre edificaciones, la norma E.030, propone la siguiente expresión para calcular la distancia mínima de separación.

$$S = 0.006h \geq 0.03m$$

Altura del Edificio h: 30 m

$$S = 0.006 * 30 = 0.18 \geq 0.03m \quad \text{cumple con la condicon: OK}$$

4.15 Diseño de elementos estructurales

La norma E.030 Diseño Sismorresistente plantea la siguiente filosofía de diseño:

- Evitar la pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños en la propiedad.

Para concretar con esta filosofía, es necesario conocer las características del material, realizar una adecuada estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales, toda vez que los eventos sísmicos son impredecibles y de acuerdo a (Quintana, 2021) “El diseño estructural sismorresistente, con sus requerimientos y exigencias especiales deben alcanzar la resistencia esperada ante acciones laterales, niveles adecuados de disipación de energía y ductilidad”

El método que se utilizó para el diseño de los elementos estructurales de la edificación en estudio es: Diseño por Resistencia.

Resistencia de Diseño: ϕR_n

Resistencia requerida: R_u

$$\phi R_n \geq R_u$$

De acuerdo a la norma E.060 las cargas de diseño deben ser amplificadas:

$$1.4CM + 1.7CV$$

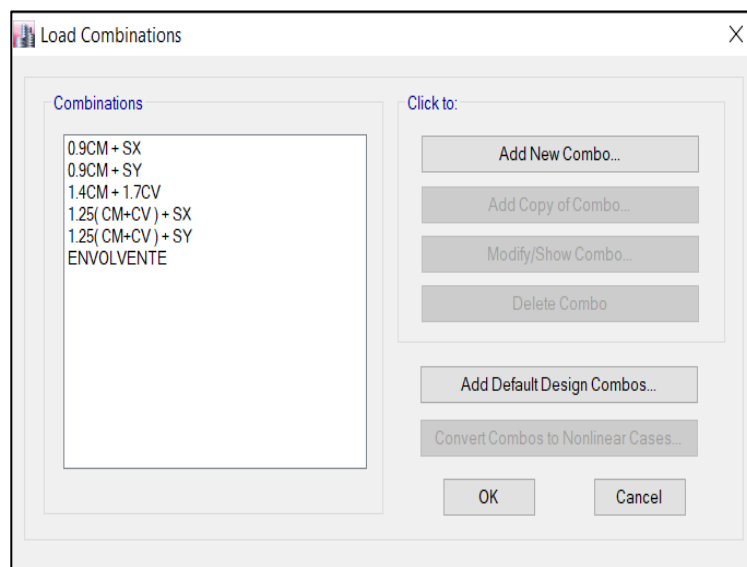
$$1.25 (CM + CV) + SX$$

$$1.25 (CM + CV) + SY$$

$$0.9CM + SX$$

$$0.9CM + SY$$

Figura 21: Combinaciones de carga.



Fuente: Etabs, elaboración propia

4.15.1 Diseño de Vigas

Para el diseño del acero longitudinal, se tomará la viga más crítica con una luz de 4.60 m entre los ejes B-C (véase anexos figura 4 y 5)

Para realizar el cálculo de la cuantía del acero positivo y negativo se procede de acuerdo (Morales, 2006), que propone la siguiente fórmula para el cálculo del Momento último:

$$M_{u1} = \phi * A_{s+} * f_y * (d - \frac{a}{2})$$

$$M_{u2} = \phi * A_{s-} * f_y * (d - d')$$

Propiedades del concreto

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.9$$

Características geométricas de la viga: 25X50

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

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

$$a = \frac{d}{5} = \frac{44}{5} = 8.8 \text{ cm}$$

Los momentos actuantes en la viga es obtenido del diseño en Etabs (véase figuras 22 y 23):

$$M_{u1+} = 2.259 \text{ Tn} - \text{m} = 225900 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{u2-} = 4.500 \text{ Tn} - \text{m} = 450000 \text{ kg} - \text{cm}$$

Cálculo del Acero Positivo:

$$A_{s+} = \frac{M_{u1+}}{\phi * f'y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{225900}{0.9 * 4200 * (44 - \frac{8.8}{2})} = 1.509 \text{ cm}^2$$

Asumimos acero de:

$$2 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8" = 2 \times 1.98 = 3.96$$

Requisitos de cuantía:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f'y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{s+}}{b * d} = \frac{3.96}{25 * 44} = 0.0036$$

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0212$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 * 0.0212 = 0.0159$$

Verificación de cuantía:

$$\rho_{min} \leq \rho_{real} \leq \rho_{max}$$

$$0.0033 \leq 0.0036 \leq 0.0159 \quad \text{cumple con la condicion: Ok}$$

Cálculo del Acero Negativo:

$$A_{s-} = \frac{M_{u2-}}{\emptyset * f'y * (d - d')} = \frac{450000}{0.9 * 4200 * (44 - 6)} = 3.133 \text{ cm}^2$$

Asumimos acero de:

$$2 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8" = 2 \times 1.98 = 3.96$$

Requisitos de cuantía

$$\rho_{min} = \frac{14}{f'y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$\rho_{real} = \frac{A_s}{b * d} = \frac{3.96}{25 * 44} = 0.0036$$

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.0212$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 * 0.0212 = 0.0159$$

Verificación de cuantía:

$$\rho_{min} \leq \rho_{real} \leq \rho_{max}$$

$$0.0033 \leq 0.0036 \leq 0.0159 \text{ cumple con la condición: Ok}$$

Cálculo del acero por corte:

La norma E.060 señala que las secciones transversales sometidas a fuerza cortante, debe estar basado en el diseño por resistencia:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Donde:

V_u : fuerza cortante amplificada

V_c : fuerza cortante nominal

Así mismo propone la siguiente expresión, para el cálculo de la fuerza cortante nominal:

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

Para realizar el acero de corte de la viga, se obtiene la fuerza cortante última del Etabs (véase anexos figura 22 y 24).

$$V_u = 3.806 \text{ Tn} = 3806 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} * 25 * 44 = 8448.47 \text{ kg} = 0.75 * 8448.47 = 6336.35 \text{ kg}$$

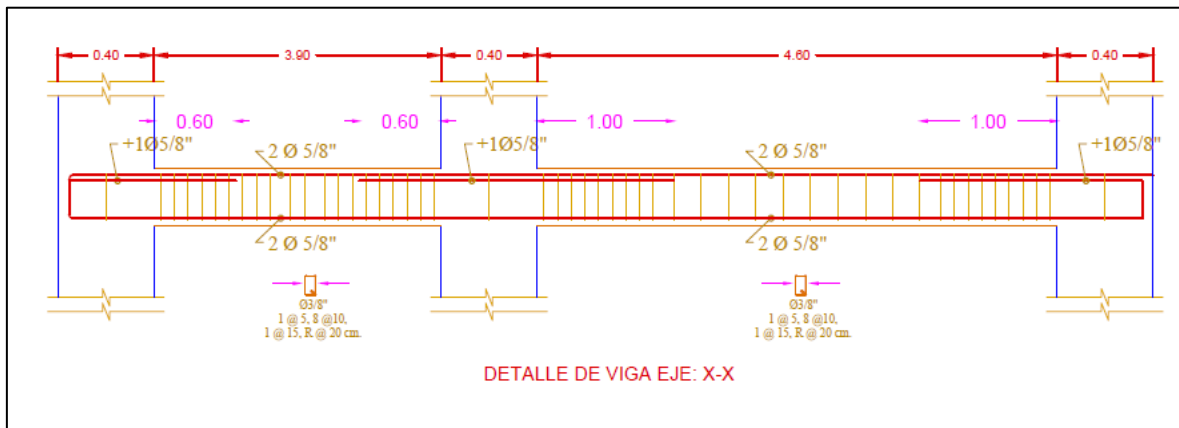
Verificación del a condición de diseño por resistencia:

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$6336.35 \text{ kg} \geq 3806 \text{ kg} \quad \text{cumple la condición: Ok}$$

La resistencia a cortante de la viga en análisis, es mayor a la cortante última solicitada por el peso propio y cargas aplicadas en la estructura, por lo tanto, solo se requiere acero transversal mínimo (véase anexos figura 26).

Figura 25: Detalle de armado de acero en la viga de análisis



Fuente: Elaboración propia

4.15.2 Diseño de columnas

Las columnas serán diseñadas a flexo compresión y para ello tomaremos la columna más crítica por soportar mayor área tributaria, que se encuentra ubicada en el eje 3-B

Propiedades del concreto

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.65$$

Características geométricas de la columna: 30X60

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

$$h = 60 - 4 = 56 \text{ cm}$$

Los momentos y peso último actuantes en la viga es obtenido del diseño en Etabs (véase anexos figura 26).:

$$M_u = 2.572 \text{ Tn} - m = 225200 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$P_u = 64.65 \text{ Tn} = 64650 \text{ kg}$$

Para determinar el acero en la columna se procede según lo propuesto por el ACI 318-14

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{225200}{64650} = 3.84$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{64650}{0.65} = 99461.53 \text{ kg}$$

$$K_n = \frac{P_u}{f'_c * A_g} = \frac{99461.53}{210 * 1800} = 0.263$$

$$R_n = \frac{P_n * e}{f'_c * A_g * h} = \frac{99461.53 * 3.84}{210 * (30 * 60) * 60} = 0.0168$$

$$\gamma = \frac{52}{60} = 0.87$$

Según el diagrama de interacción el acero o cuantía mínima que corresponde a la columna C= 30x60 es de $\rho = 0.01 = 1\%$

Entonces tenemos:

$$A_s = \rho * b * h = 0.01 * 30 * 60 = 18 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, usamos acero de: 6 ϕ 3/4" + 4 ϕ 5/8"

$$\rho_{real} = \frac{25.02}{1800} = 0.014$$

Se deberá realizar la comprobación, que la norma E.060 establece como cuantía mínima de 1% hasta 6% para columnas

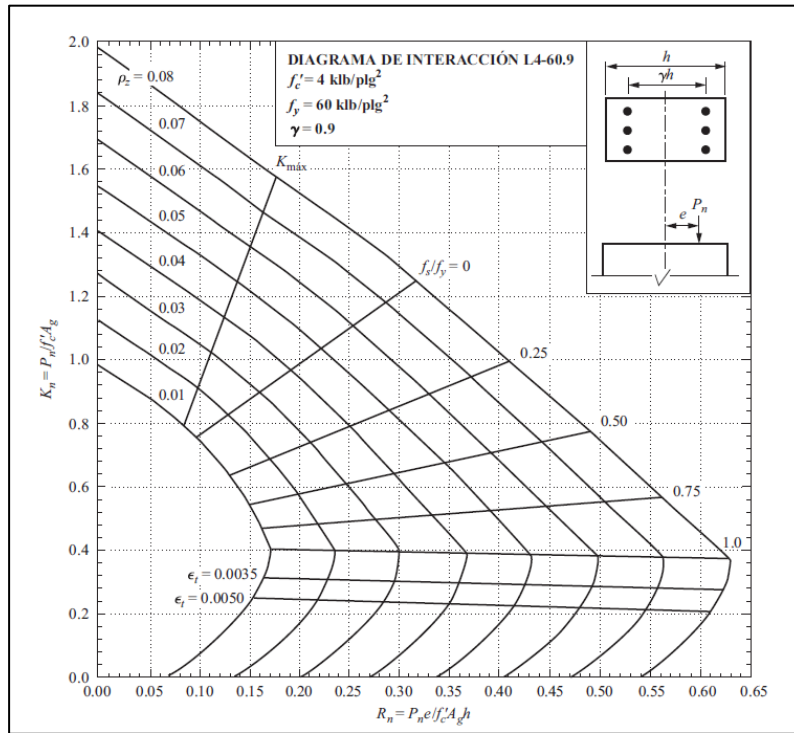
$$\rho_{min} \leq \rho_{real} \leq \rho_{man.}$$

$$0.01 \leq 0.014 \leq 0.06 \quad \text{Ok}$$

La cuantía real que se ha calculado se encuentra dentro de los parámetros establecidos por la norma E.06. Además de acuerdo al diseño realizado en el Etabs

el área de acero mínima es de 18 cm², con esta área la columna cumple con la condición de demanda capacidad.

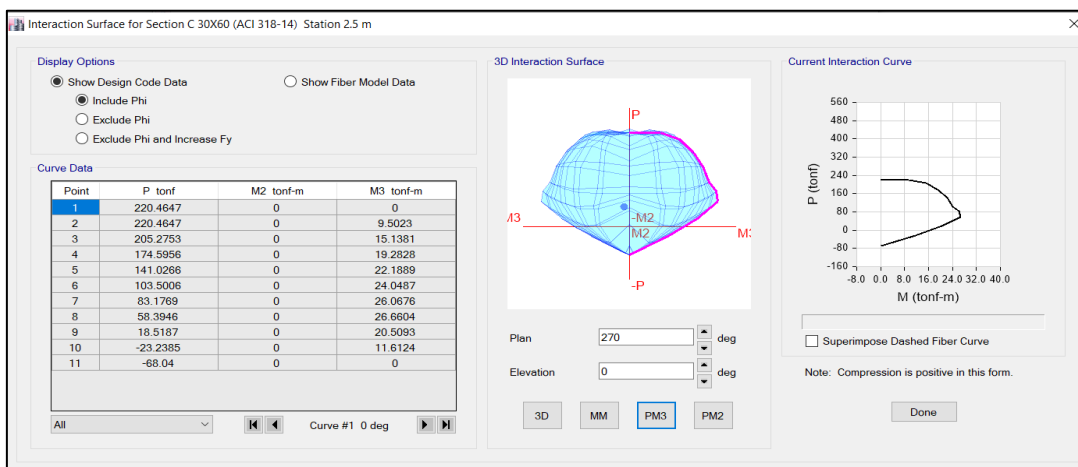
Figura 27: Diagrama de interacción para calcular el acero en columnas



Fuente: Diseño de Concreto Reforzado Jack C. McCormac.

En la siguiente figura, se visualiza que los puntos de interacción de momentos y fuerzas axiales aplicada a la columna en análisis, se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo tanto, el área de acero mínima es suficiente.

Figura 28: Diagrama de interacción de la columna obtenido del Etabs



Fuente: Etabs, elaboración propia.

4.15.3 Diseño de Losas

La losa será diseñada por flexión y para ello tomaremos la losa ubicada en el eje B-C y 2-3 con mayor área tributaria.

Propiedades del concreto

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90$$

Características geométricas de la losa de e=20 cm

$$b = 10 \text{ cm}$$

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

$$a = \frac{d}{5} = \frac{15}{5} = 3 \text{ cm}$$

Cálculo de las viguetas, para ello se estimará la cuantía mínima:

$$\rho_{min} = 0.003$$

$$A_s = 0.003 * (10 * 15) = 0.45 \text{ cm}^2$$

Para esta área de acero usaremos las siguientes varillas de acero: 1 \emptyset 3/8", tanto para el acero positivo y negativo

Cálculo del acero de temperatura:

Para ello se toma como muestra un metro de ancho

$$A_{st} = 0.0018 * b * t = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Para esta área de acero, usaremos las siguientes varillas de acero: \emptyset 1/4" @ 25 cm tanto para el acero positivo y negativo.

4.15.4 Diseño de Zapatas

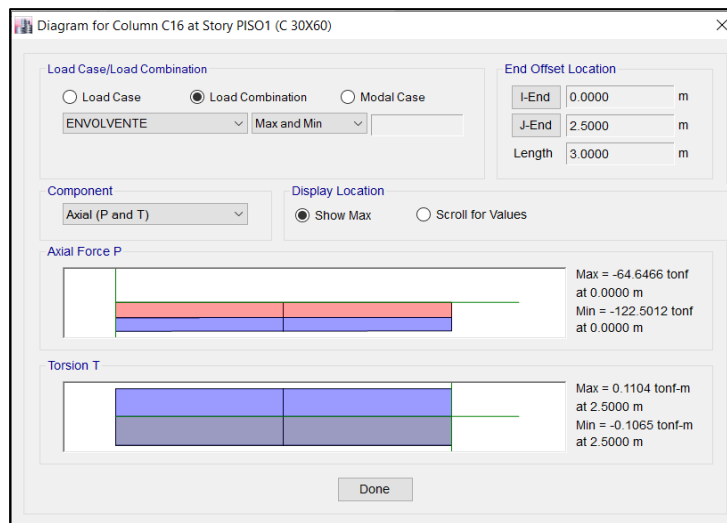
Para el diseño de zapatas tomaremos la columna más crítica, debido a que esta columna soporta la mayor área tributaria, y en tal razón la zapata será la más crítica, usaremos la columna C 30X60, para realizar el diseño de la zapata.

El estudio de mecánica de suelos, del terreno donde se tiene previsto construir el edificio de diez pisos en la ciudad de Abancay, tiene la siguiente capacidad admisible:

$$q_{adm} = 1.85 \text{ kg/cm}^2$$

Del programa de modelamiento Etabs, obtenemos el peso último que soporta la columna en mención en la base de la misma:

Figura 29: Peso último obtenido del Etabs.



Fuente: Etabs, elaboración propia

$$P_u = 122.50 \text{ Tn}$$

$$A_{zap} = \frac{P_u}{q_{adm}} = \frac{122.50}{18.5} = 6.62 \text{ m}^2$$

Entonces los lados mínimos de la columna es de 20.60 m

Para calcular el área del acero se toma la cuantía mínima para un ancho mínimo de un metro y peralte de 45 cm, y se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s = 0.018 * 100 * 45 = 8.1 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, usamos $\varnothing 1/2''$

El número de varilla en un metro está dado por:

$$\frac{8.1}{1.27} = 6.3$$

entonces usamos 7 varillas por metro, cada 20 cm en ambas direcciones

4.15.5 Diseño de placas o muros estructurales

En el presente trabajo, sólo existe placas en la caja del ascensor, desde del primer nivel hasta el último:

Propiedades del concreto

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90$$

Características geométricas de la losa de e=20 cm

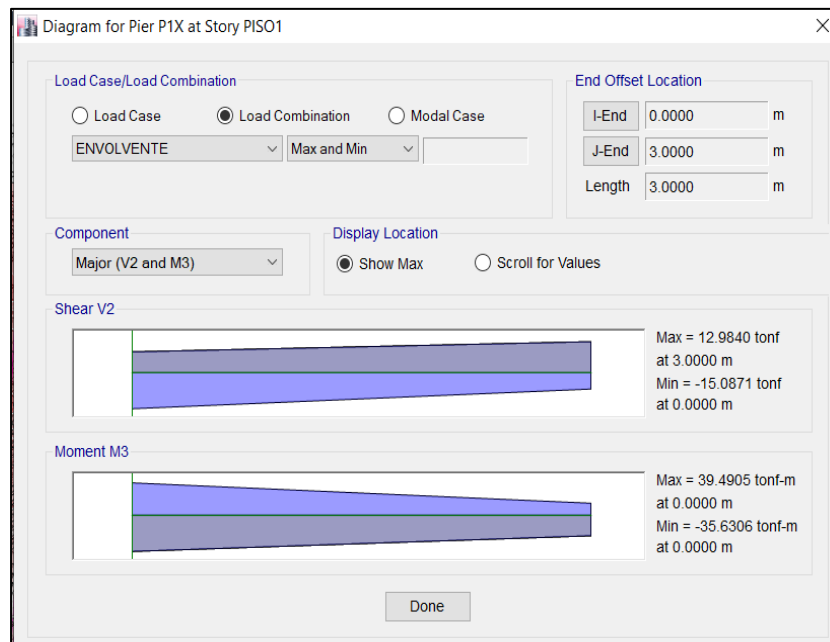
$$L = 1.75 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$h = 2.70 \text{ m}$$

El último momento lo obtenemos del Etabs.

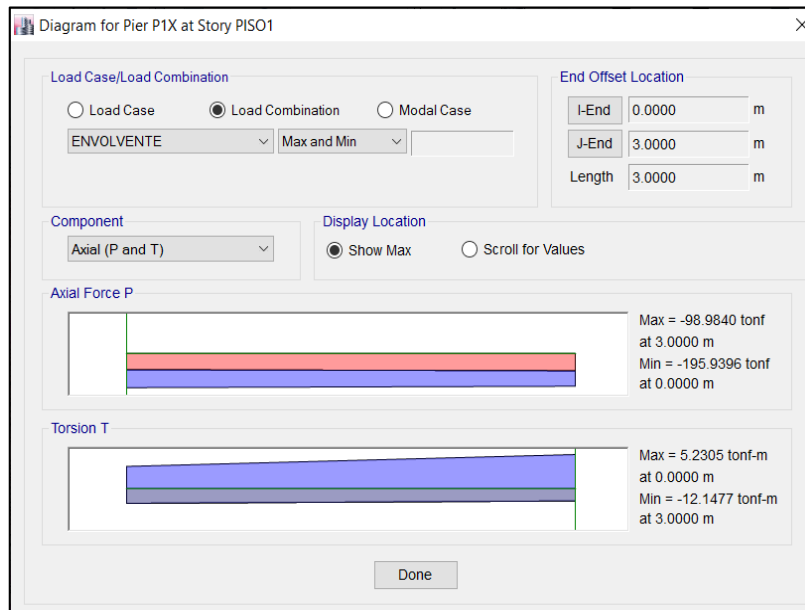
Figura 30: Obtención del momento último de las placas



Fuente: Etabs, elaboración propia

$$M_u = 35.63 \text{ Tn} - \text{m}$$

Figura 31: Obtención del Peso último de las placas



Fuente: Etabs, elaboración propia

$$P_u = 90.98 \text{ Tn}$$

Diseño por flexión:

$$L_w = 1.75 \text{ m} = 175 \text{ cm}$$

$$d = 0.8 * L_w = 0.8 * 175 = 140 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * d} = 35.63 * \frac{100000}{0.9 * 4200 * 140} = 6.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{stotal} = A_s * N^{\circ} \text{ pisos} = 6.73 * 10 = 67.3 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{P_u}{L_w * h * f'c} = 90.98 * \frac{100000}{175 * 0.20 * 210} = 0.0016$$

$$\rho_v = \frac{A_{stotal}}{L_w * h} = \frac{67.3}{175 * 20} = 0.019$$

$$q = \frac{\rho_v * f_y}{f'c} = 0.019 * \frac{4200}{210} = 0.38$$

Calculamos la distancia de deformación máximo del eje neutro:

$$C = L_w * \left(\frac{q + \alpha}{2 * q + 0.85 * \beta_1} \right) = 175 * \left(\frac{0.38 + 0.0016}{2 * 0.38 + 0.85 * 0.85} \right) = 45.04 \text{ cm}$$

Calculamos el momento último resistente que debe ser mayor al momento último de diseño: $M_u' \geq M_u$

$$M_u' = \phi * A_s * f_y * L_w \left(\left(1 + \frac{P_u}{A_{stotal} * 4200} \right) \left(0.5 - \beta_1 * \frac{C}{2 * L_w} \right) - c^2 / L_w^2 (1 + \beta_1^2 / 3 - \beta_1) \right)$$

$$M_u' = 0.9 * 67.3 * 4200 * 175 \left(\left(1 + \frac{909800000}{67.3 * 4200} \right) \left(0.5 - 0.85 * \frac{45.04}{2 * 175} \right) - \frac{45.04^2}{175^2} \left(1 + 0.85 * \frac{0.85}{3} - 0.85 \right) \right) = 55.98 \text{ Tn-m}$$

Entonces verificamos el momento resistente

$$55.98 \text{ Tn} \geq 35.63 \text{ Tn cumple: Ok}$$

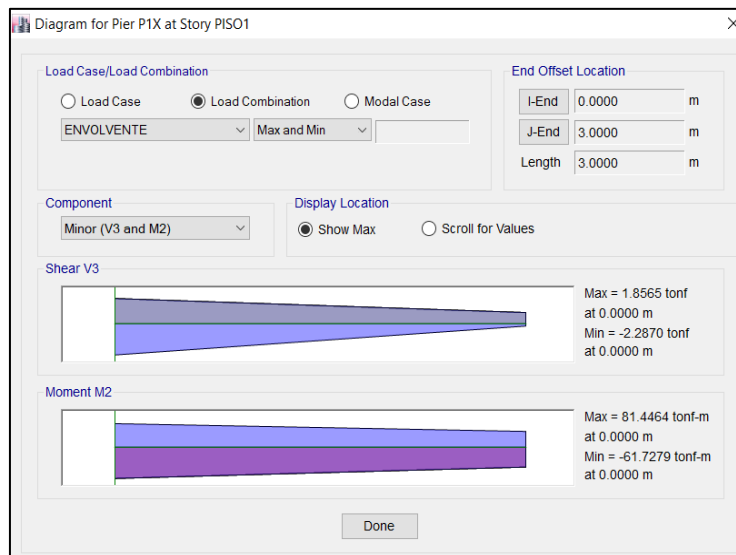
Diseño por corte:

Calculamos el corte máximo admisible para ello: $\phi = 0.85$

$$\phi V_n = \phi * 2.62 * \sqrt{f_c} * h * d$$

$$\phi V_n = 0.85 * 2.62 * \sqrt{210} * 0.2 * 1.4 = 9.036 \text{ Tn}$$

Figura 32: Fuerza cortante en la base de las placas en la dirección X-X



Fuente: Etabs, elaboración propia

Fuerza cortante obtenido del Etabs: $V_u = 2.28 \text{ Tn}$

Se procede con la verificación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$9.036 T_n \geq 2.28 T_n \text{ cumple la condición Ok.}$$

El diseño de los diferentes elementos estructurales de la estructura materia del presente estudio, fue realizado bajo los estándares de la norma peruana E.060, y al haberse verificado su resistencia a través del programa informático Etabs, estas secciones son funcionales toda vez que garantiza la estabilidad de la estructura antes la ocurrencia de eventos sísmicos. (véase en anexos figura 33).

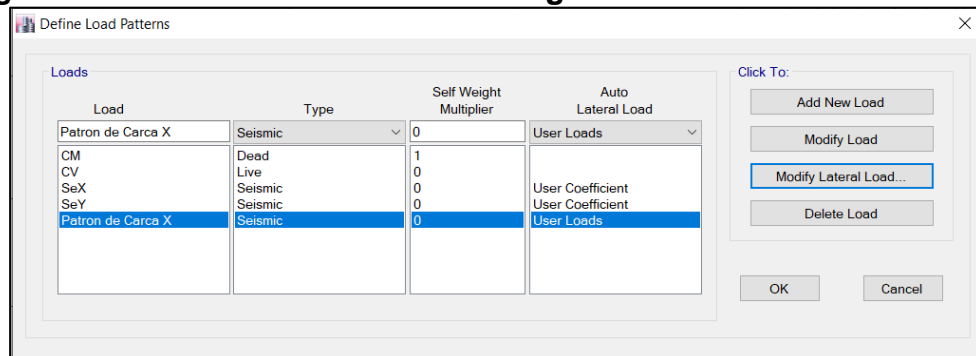
4.16 Evaluación del Desempeño Sismorresistente.

4.16.1 Análisis Estático no lineal Pushover

Según (Núñez, 2017) “La metodología Pushover, consiste en aplicar cargas estáticas a la estructura de forma monotónica, que aumentan continuamente, hasta producir el colapso de la estructura”.

Para el desarrollo del análisis no lineal o metodología Pushover, es necesario definir los parámetros sísmicos, para ello se debe crear un nuevo patrón de carga

Figura 34: Definición de Patrón de Carga

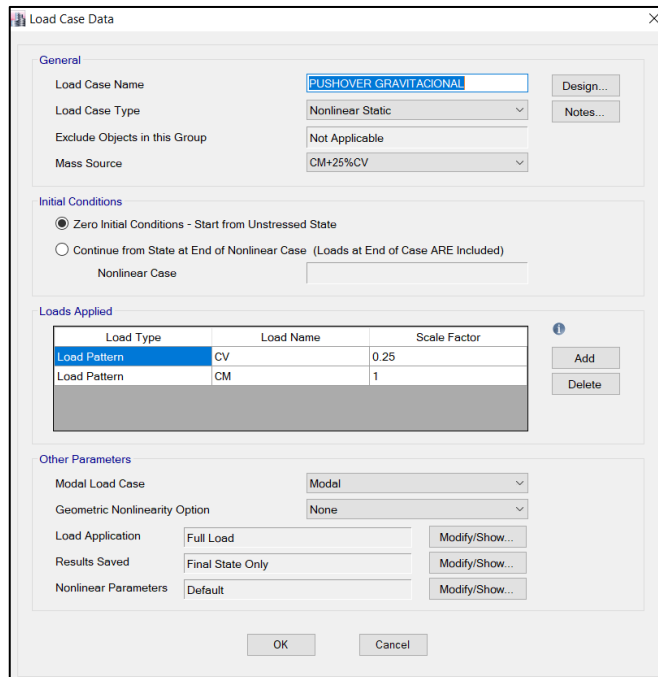


Fuente: Etabs, elaboración propia

4.16.2 Caso de Carga no lineal gravitacional

Se debe crear una carga gravitacional no lineal, debido a que la estructura antes de estar sometida a la acción de cargas sísmicas ya se encuentra deformado por la acción que ejercen las cargas gravitacionales.

Figura 35: Definición de carga gravitacional

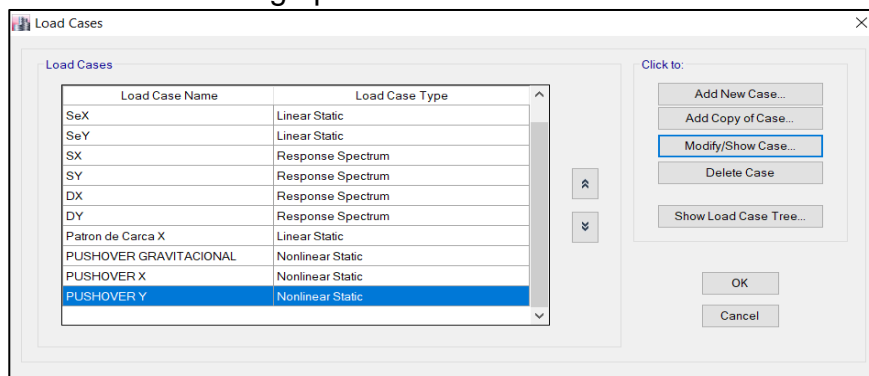


Fuente: Etabs, elaboración propia

4.16.3 Caso de Carga no lineal Pushover

Para realizar el análisis estático no lineal mediante la técnica de Pushover se ha creado el caso de Carga no lineal Pushover en ambas direcciones del edificio.

Figura 36: Caso de carga para el análisis Pushover en la dirección X, Y

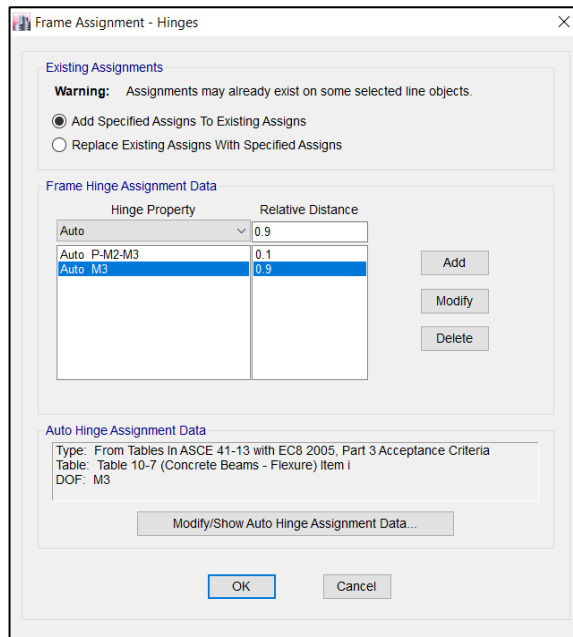


Fuente: Etabs, elaboración propia

4.16.4 Asignación de rótulas plásticas

Las rótulas plásticas nos permiten calcular el desempeño, para ver dónde va a fallar primero o donde se va a generar la liberación del momento, a fin que la estructura tenga una resistencia adecuada ante una sollicitación sísmica, las rótulas plásticas deben formarse primero en las vigas y luego en las columnas.

Figura 37: Asignación de rótulas plásticas para vigas y columnas



Fuente: Etabs, elaboración propia

Las columnas tienen un comportamiento de flexo compresión es decir fallan a flexión y por la aplicación de cargas axiales procedentes de los pisos superiores, debido a ello, se toma este criterio de las columnas para modelar la rótula plástica.

En cambio, las vigas fallan a flexión, son enteramente dúctiles y debido a ello se disipa la energía porque entra en el rango inelástico, tomando en cuenta este criterio se asigna la rótula plástica.

4.16.5 Análisis del desempeño sismorresistente de la edificación a través del método Estático No Lineal o Pushover.

Para evaluar el desempeño sismorresistente de la edificación, primero se debe evaluar el análisis modal, seguidamente la edificación será evaluada a través del análisis estático no línea o Pushover, y para ello se asignó rótulas plásticas para conocer el desempeño o momento en que las vigas y las columnas fallaran a consecuencia de movimientos sísmicos.

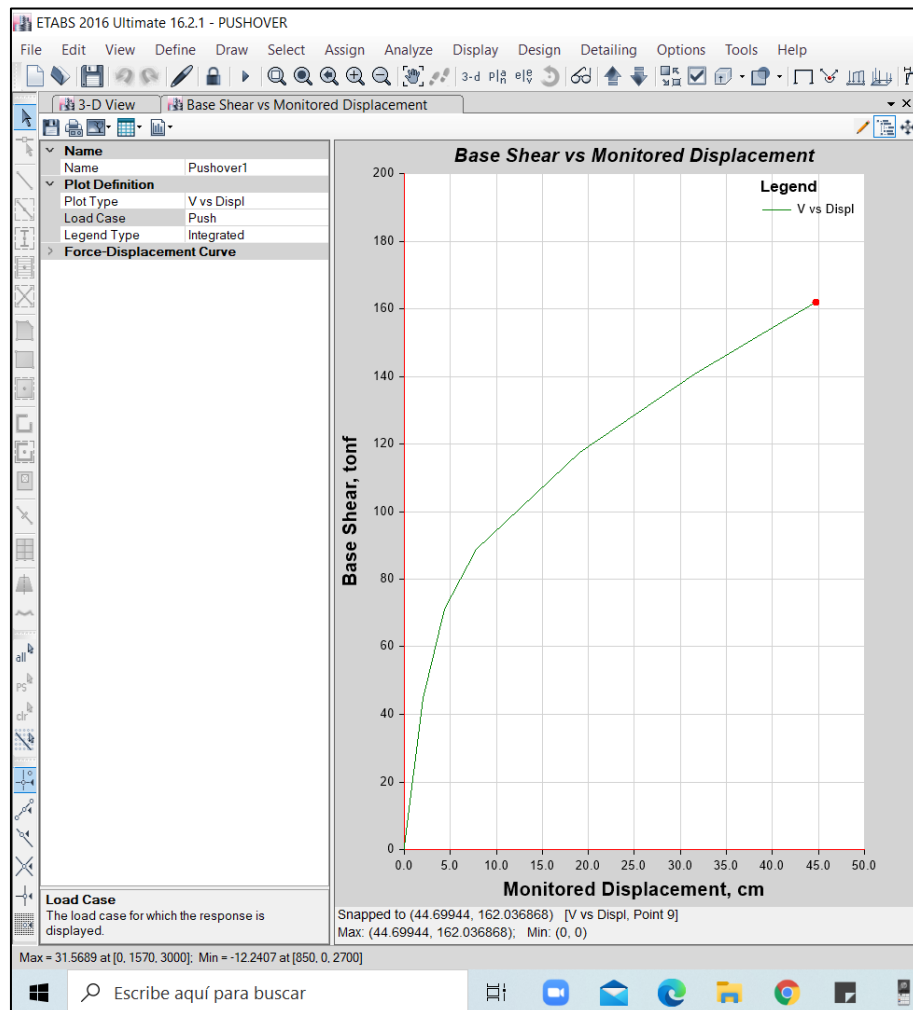
Para la evaluación del desempeño sismorresistente por el método Pushover, se tendrá en cuenta los siguientes parámetros.

4.16.6 Curva Pushover

Al verificar el gráfico de la curva capacidad obtenido del Etabs, se puede apreciar que las curvas tienen un tramo lineal y este tramo corresponde al comportamiento elástico de la estructura, así mismo se aprecia también que la curva tiene un tramo curvo y esta curva representa el rango inelástico, con el cual la estructura pierde rigidez lateral.

En la figura siguiente se aprecia la curva capacidad, de la estructura analizada, mediante el Análisis Estático No lineal o Técnica de Pushover, donde el colapso de la estructura ocurre cuando se desplaza a 44.69 cm con una fuerza cortante en la base de 162.03 Tn.

Figura 38: Curva capacidad para la carga Pushover



Fuente: Elaboración propia

4.16.7 Niveles de desempeño alcanzado por la estructura.

Es importante determinar dentro de qué nivel de desempeño se encuentra el punto de desempeño de la estructura, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura

Según (Núñez, 2017) “Para determinar si la estructura alcanza el objetivo de desempeño esperado, se compara la respuesta obtenida a partir del análisis estático no lineal Pushover con los límites para los niveles de desempeño”

Para verificar el desempeño sismorresistente de la edificación en estudio, se procede a realizar el diseño no lineal o técnica Pushover, es decir en la parte no lineal de la curva de deformación, en el estado inelástico, para ello se asignará las rótulas plásticas tanto en las vigas como en las columnas

Con ayuda del programa informático Etabs, se puede determinar cuál es el mecanismo de daño o colapso de los elementos estructurales o la estructura en su conjunto, originado por la aparición de rótulas plásticas; sin embargo, a fin de mantener la estructura funcional, lo ideal es que las rótulas plásticas se produzcan primero en las vigas y luego en las columnas de esta manera la estructura es más segura y confiable y tendrá cierta resistencia, ductilidad y rigidez.

Verificación del mecanismo de colapso de la estructura:

El Comité Visión 2000 y el FEMA 440, establecen niveles de desempeño para verificar el mecanismo de colapso de la estructura de concreto armado, niveles de desempeño que fueron adoptados por el Etabs, para determinar y/o mostrar el desempeño de los elementos estructurales

El Comité Visión 2000, establece derivas límites para sus niveles de desempeño:

Tabla 20: Límites de deriva según el Comité Visión 2000

NIVEL DE DESEMPEÑO					
Deriva	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención de colapso	Colapso
Permisible	< 0.002	< 0.005	< 0.015	< 0.025	> 0.025
Permanente	Despreciable	Despreciable	< 0.005	< 0.025	>0.025

Fuente: SEAOC Visión 2000.

El edificio en mención presenta las siguientes derivas: elástica e inelástica, que serán comparados con las derivas mínimas y máximas propuesto por el Comité Visión 2000, para determinar su nivel de desempeño:

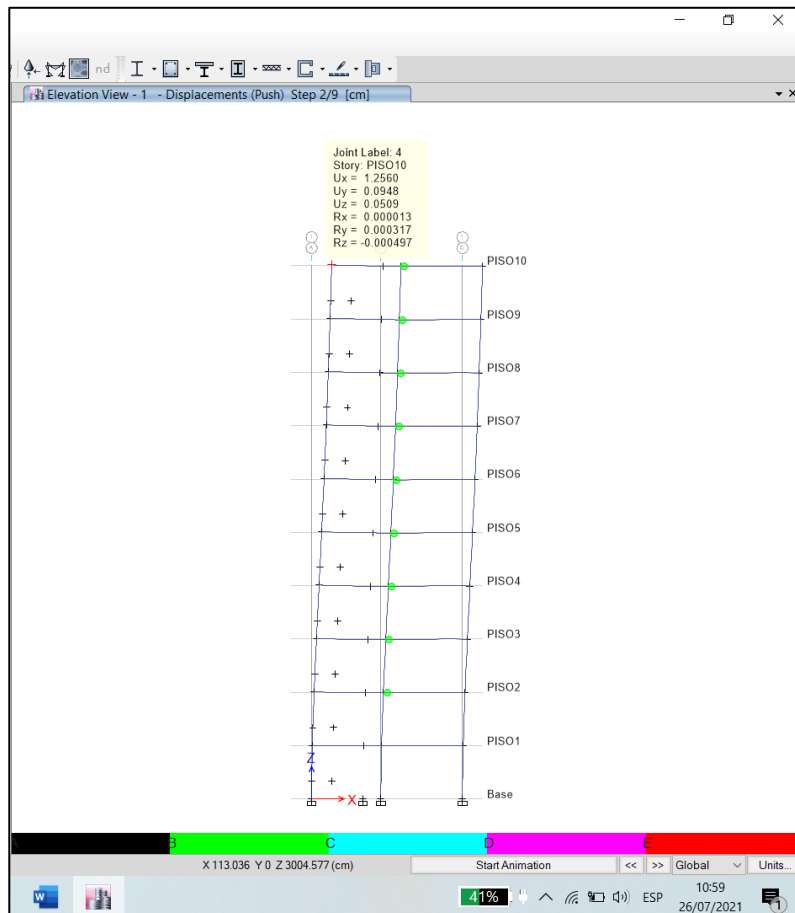
Derivas del edificio en estudio:

	Deriva máxima
Dirección X	0.004218
Dirección Y	0.0026

Las derivas inelásticas al ser comparadas con el nivel de desempeño propuesto por el SEAOV Visión 2000, se concluye que en la dirección “X”, “Y” se encuentran dentro del nivel de desempeño: **Permisible-Operacional**.

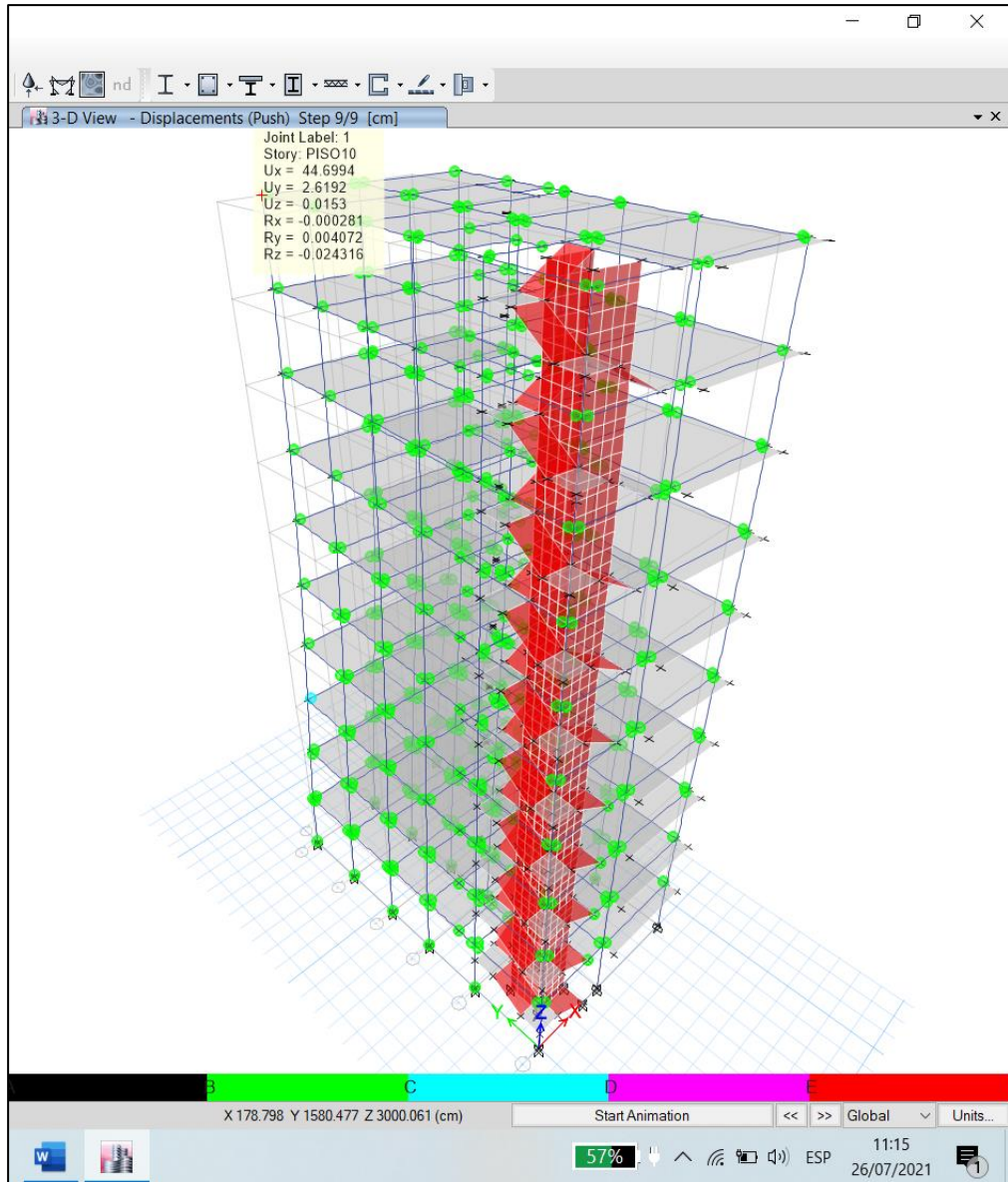
Aparición de rotulas plástica

Figura 39: Aparición de rótulas plásticas en el eje X desde 1.25 cm de desplazamiento en el techo.



Fuente: Elaboración propia

Figura 40: A un desplazamiento de 44.69 cm en el techo aparecen la mayor cantidad de rotulas plásticas en las vigas.



Fuente: Elaboración propia

Nivel de desempeño de las rótulas plásticas.

A continuación, se procede a evaluar el comportamiento global de la estructura analizado a través del método análisis estático no lineal o técnica del Pushover, donde se observa que las rótulas plásticas originadas en las vigas y columnas a 1.25 cm de desplazamiento en el techo incursionan en diferentes niveles de desempeño.

Tabla 21: Incursión de rótulas plásticas en el nivel de desempeño.

Step	Monitored Displ cm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	1000	0	0	0	0	1000	0	0	0	1000
1	0.0438	1.0831	999	1	0	0	0	1000	0	0	0	1000
2	2.0362	44.5739	897	103	0	0	0	1000	0	0	0	1000
3	4.3703	71.1408	792	208	0	0	0	1000	0	0	0	1000
4	7.8189	88.7169	676	324	0	0	0	1000	0	0	0	1000
5	19.0689	117.5734	536	464	0	0	0	991	9	0	0	1000
6	31.5689	140.6358	461	539	0	0	0	943	57	0	0	1000
7	41.5689	157.1023	421	579	0	0	0	891	109	0	0	1000
8	44.6994	162.0369	414	585	1	0	0	876	124	0	0	1000
9	44.6994	162.0369	414	585	1	0	0	876	124	0	0	1000

Fuente: Etabs, elaboración propia.

En la tabla precedente, se puede observar que en el Step 5 (o paso 5) de análisis, existen NUVE (09) rótulas plásticas que alcanzan la deformación de cedencia y se encuentran en el nivel de desempeño denominado: **Seguridad de vida**.

Al realizar la evaluación de desempeño de la estructura en estudio, según (SEAOC, 1995) del Comité VISION 200, la edificación se encuentra dentro de los tres primeros niveles de desempeño: **Totalmente Operacional (A-B), Operacional (B-C) y Seguridad (C-D)**, no habiendo incursionado en el nivel de desempeño de **Colapso**.

4.17. Contrastación de hipótesis general

Hipótesis general

H₀. El diseño adecuado de los elementos estructurales mejorará el desempeño sismorresistente de un edificio de concreto armado de diez pisos.

Al haber realizado la respectiva estructuración y diseño de los elementos estructurales, se determina que la hipótesis planteada es válida.

4.18 Respuesta a la Hipótesis Específica

Hipótesis específica:

H₁. Los resultados de la deriva del edificio aporticado de concreto armado de diez pisos, permitirá realizar un adecuado diseño.

El resultado del análisis de la deriva de entrepiso del edificio en estudio, calculado después de la simulación de un sismo a través del programa Etabs, se determinó que se encuentra por debajo del parámetro máximo permitido por la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, valores que permitió realizar el diseño estructural del edificio a través del sistema estructural aporticado, por lo tanto, la hipótesis planteada es válida.

H₂. Es necesario determinar la resistencia de los elementos estructurales de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos.

Mediante el diseño y modelamiento de los elementos estructurales y la estructura en su conjunto se determinó que los elementos estructurales son lo suficientemente rígidos y tienen la ductilidad necesaria, por lo tanto, la hipótesis planteada es válida.

H₃. Los resultados del análisis lineal estático proporcionan información valedera para diseñar un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos.

El resultado del análisis lineal estático nos permite conocer la fuerza cortante que actúa en la base de la estructura y determinar, si la estructura resiste a determinados cortes basales, la hipótesis planteada es válida.

H₄. Los resultados del análisis lineal dinámico proporcionan información valedera para diseñar un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos.

A través del análisis dinámico lineal, podemos conocer el comportamiento sísmico o respuesta estructural del edificio en estudio, toda vez que en el análisis dinámico se aplica un espectro de sismo, para modelar la estructura y determinar el comportamiento de los elementos estructurales en conjunto y conocer si la estructura es regular o irregular, para así asignar valores de irregularidad en planta o altura que nos permita mejorar el diseño estructural, la hipótesis planteada es válida.

H₅ Conocer el resultado del desempeño sismorresistente de un edificio de concreto armado de diez pisos, ayudará en el diseño de la edificación.

Mediante el análisis no lineal estático o técnica de Pushover, podemos conocer el punto de desempeño de la estructura, en esta técnica las rótulas plásticas que se

forman en los elementos estructurales, permiten conocer el nivel de desempeño de la estructura, para un mejor desempeño las rótulas plásticas deben aparecer primero en las vigas y luego en las columnas, la hipótesis planteada es válida.

CAPÍTULO V

V. DISCUSIÓN

El objetivo de la presente investigación es diseñar y evaluar el desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de diez pisos, ubicado en la ciudad de Abancay, de la provincia de Abancay, región Apurímac, con la finalidad de determinar si el sistema “aporticado” que se utilizó para el diseño del edificio en mención, cumple los parámetros del Reglamento Nacional de Edificaciones, y para obtener los resultados deseados, se realizó la correspondiente estructuración y predimensionamiento de las vigas, columnas y losas del edificio, conforme a las recomendaciones y criterios prácticos propuesto por (Blanco, 2011), donde se llegó a establecer, secciones que cumplen la condición Demanda/Capacidad, y ante las solicitaciones originadas por el peso propio de la estructura y la aplicación de fuerzas externas, producido por los eventos sísmicos, en este caso por el espectro de sismo con el cual se modeló la estructura, (Pique del Pozzo, 1995) en su artículo de “Diseño por capacidad”, recomienda que las estructuras deben cumplir la filosofía del diseño sismorresistente, tan igual a lo propuesto por la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, y para lograr los objetivo en mención, se deben cumplir con los criterios de estructuración, pre dimensionamiento y diseño.

En el ámbito de la ciudad de Abancay, durante los últimos años se vienen construyendo edificios de concreto armado de regular altura, donde el crecimiento urbano es de regular intensidad, por lo tanto, y ante la demanda poblacional se viene adoptando la construcción de edificios de regular altura, en áreas muy pequeñas, utilizando principalmente el sistema aporticado, y debido a la zonificación de peligro sísmico en la ciudad de Abancay, los sismos son poco frecuentes, por lo tanto, no existe datos reales sobre el comportamiento sísmico de las estructuras aporticadas, donde un buen porcentaje han sido construidas sin supervisión técnica, y a fin de mejorar la resistencia de la estructura con el fin de evitar pérdidas humanas y colapso de las estructuras ante eventuales sismos que son impredecibles, resulta necesario contar con información sobre el comportamiento de estructuras aporticadas modelado con espectros de diseño.

Las estructuras que tienen un mejor comportamiento estructural ante la ocurrencia de eventos sísmicos, son aquellas que no tienen irregularidades extremas en planta como en altura, según (Blanco, 2011), “Criterios de Estructuración”, señala que las estructuras entre más complejas sean más difícil resulta predecir su comportamiento”, y de acuerdo a (Alvarado, Jiménez, & Pineda, 2008) concluyen: “que entre menos simétrica sea la estructura es más difícil mantener el centro de rigidez y de masa”, en nuestro caso, la estructura es una edificación que presenta simplicidad simétrica porque se encuentra configurado por pórticos simétricos en ambas direcciones y no presenta irregularidad en planta tampoco en altura.

La asignación de cargas en la estructura, que conlleva a la respectiva estructuración y diseño de los elementos estructurales, se desarrolló de acuerdo a los establecido por la norma E.020 “Cargas”, que precisa determinados valores para diferentes categorías, en este caso la estructura en estudio corresponde a la categoría “C” de uso común, sin embargo, las cargas deberán ser mayoradas para aumentar la resistencia de la edificación.

Para conocer el comportamiento sismorresistente de la edificación en estudio, se realizó dos análisis: “Análisis Estático Lineal” y “Análisis Estático No Lineal” o técnica de Pushover, en la evaluación del edificio a través del método de Análisis Estático Lineal, se determinó el cortante basal máximo al que está sometido la estructura, cortante basal que está en función del peso de la estructura y con ello se pudo determinar las fuerzas horizontales de entre piso, y según (Araque, 2015) “las fuerzas horizontales o laterales que actúan son proporcionales a la altura”, para el presente diseño las fuerzas horizontales que son originadas por el sismo, son las que determinan el desplazamiento o deriva de la estructura y para este caso en particular las derivas obtenidas como resultado del análisis se encuentran dentro de los parámetros máximos propuesto por la norma de E.030 Diseño Sismorresistente.

Por otro lado, el Análisis Estático Lineal, que se realizó a la estructura en estudio, permitió conocer si la estructura presente irregularidad torsional, y de acuerdo a los cálculos obtenidos y los parámetros señalados por la norma E.030, la estructura en mención, no presenta ningún tipo de irregularidad torsional en ambas direcciones

de análisis, y según (Padilla, 2018) refiere “que para hallar la irregularidad torsional se debe hallar las derivas de piso”, en el presente estudio las derivas que se obtuvieron del análisis, son valores que están dentro de lo permitido por la norma peruana, y son valores mínimos de desplazamiento, estas derivas no generan ningún tipo de irregularidad torsional a la edificación conforme a modelamiento que se realizó en el Etabs.

El programa informático Etabs, es un poderosa herramienta de cálculo y modelamiento de estructuras de concreto armado; sin embargo las versión que se utilizó en el presente trabajo es Etabs V16.2.1, cuya configuración se encuentra en Inglés y debido a esto, el uso del programa presenta inconvenientes, por lo tanto para tener un fluido uso del programa se requiere el aprendizaje del inglés a fin de poder utilizar satisfactoriamente el software, las diferentes tesis consultadas como guía para el desarrollo del presente trabajo han sido evaluadas con el programa Etabs, por lo tanto se recomienda su uso en futuras evaluaciones o modelamiento de estructuras de concreto armado.

Luego de haber realizado el modelamiento en el programa Etabs, y obtenido las fuerzas cortantes, momentos, desplazamientos laterales, derivas y peso de la estructura, se procedió a realizar el diseño de los elementos estructurales, tomando en consideración los datos arrojados del programa en mención, y para realizar un adecuado diseño de los elementos estructurales se procedió a utilizar el diseño por resistencia última que señala la norma E.060 que consiste en que la resistencia de diseño multiplicado por un factor de reducción, debe ser mayor o igual a la resistencia requerida, en la tesis de (Quispe, 2015) utilizó la metodología de Resistencia Última, debido a que este tipo de diseño permite mayorar las cargas para así complementar o subsanar los posible errores que se hayan dado durante el diseño de los elementos estructurales y construcción, y que tiene la única finalidad de garantizar el comportamiento adecuado de la estructura bajo cargas de servicio.

Los datos obtenidos del Etabs, han permitido realizar el diseño estructural de las vigas, columnas y losas con cuantías mínimas, que se encuentran dentro de lo propuesto por la norma E.060 y el ACI-318S-14, normas de diseño que establecen

el 1% de cuantía mínima para columnas y vigas, en lo que respecta al diseño de los elementos estructurales del presente trabajo de investigación, el diseño se desarrolló cumpliendo los parámetros de las normas antes señaladas, teniendo presente que el sobredimensionamiento de los elementos estructurales tanto en acero y concreto no es recomendable, según (Campos, 2018) “los diseños inadecuados generan deficiencias en la estructura y conlleva sobredimensionar el acero estructural”, además que el sobredimensionamiento de las estructuras tanto en concreto y acero provoca que la estructura sea muy rígida y el costo de construcción sea elevado.

Los espectros de diseño sísmico permiten conocer de manera representativa el comportamiento estructural de la edificación, al generar movimientos simulados por el Etabs, para (Cárdenas , 2019) el comportamiento de la estructura que fue analizada por el método de elementos finitos, resulta de gran utilidad ya que le permite conocer la resistencia, rigidez y ductilidad de la estructura, en el presente trabajo se aplicó el espectro de diseño con los parámetros de sitio, del lugar donde se va a realizar el diseño y la evaluación sismorresistente del edificio de diez pisos, arrojando datos que permite conocer el comportamiento de la estructura ante un espectro de sismo.

Para realizar el Análisis Estático No Lineal, e interpretar los resultados sobre el desempeño sismorresistente es necesario aplicar la rótulas plásticas a la estructura con la finalidad de conocer donde se originará la deformación y liberación del momento, de hecho, para garantizar un adecuado comportamiento estructural que garantice la vida humana, las rótulas plásticas deben aparecer primero en las vigas y luego en las columnas, en el edificio en estudio se obtuvo que a ciertos desplazamientos laterales, empezaron a generarse rótulas plásticas tanto en las columnas como en las vigas, y de acuerdo al SEAOC Comité Visión 2000, que establece los niveles de desempeño, se obtuvo que las rótulas plásticas incursionaron en diferentes niveles de desempeño, siendo la más crítica en el nivel de desempeño.

La estructura en estudio está diseñado con el sistema aporticado, y a pesar que no existe irregularidad en planta y altura, ha conllevado que la estructura sea muy

dúctil ante sismos de diseño, debido al sistema estructural (pórticos), por lo tanto, para mejorar y realizar un adecuado diseño estructural sismorresistente que garantice la filosofía de diseño estructural se deberá diseñar a través del sistema dual (placas y pórticos), a fin de dotarlo de mayor rigidez antes la aplicación de fuerzas horizontales producidos por los sismos.

Así mismo el SEAOC Comité Visión 2000, establece niveles de desempeño en función a las derivas del edificio, en lo que respecta a la estructura en estudio las derivas máximas inelásticas obtenidas del modelamiento a través del Etabs, se encuentran dentro del rango de Permisible-Operacional a pesar de la aparición de rótulas plásticas en el nivel de desempeño de Colapso.

CAPÍTULO VI

VI. CONCLUSIONES

1. Para realizar el diseño adecuado y verificar el desempeño sismorresistente de un edificio de concreto armado de diez pisos, mediante el sistema aporticado, es indispensable realizar una adecuada estructuración de los elementos estructurales y posterior predimensionamiento de los mismos, con la finalidad de verificar que la estructura sea funcional ante la ocurrencia de eventos sísmicos para que garantice la vida humana y cumpla los principios de la filosofía de diseño.
2. El edificio en estudio fue modelado con el software informático Etabs v16.2.1, al que se cargó los parámetros sísmicos de acuerdo a la norma E.030, y se obtuvo como resultado que la deriva máxima de entrepiso es de: 0.0042 en la dirección X, inferior al máximo permitido por la normas, a través del cual se garantiza que la estructura, tendrá un adecuado comportamiento estructural ante la ocurrencia de eventos sísmicos, además que dicho dato permitió conocer si la estructura presente algún tipo de irregularidad torsional, habiéndose obtenido que la estructura conforme a su configuración no presente ningún tipo de irregularidad.
3. La estructura en su conjunto fue analizada en el rango elástico e inelástico, esta ultimo técnica de Pushover, mediante el cual se obtuvo los valores y niveles de desempeño de los elementos estructurales; si bien es cierto que las derivas de entrepiso de la estructura están dentro de los márgenes señalados por la norma y no existe irregularidad torsional, estos mismos elementos estructurales al ser analizados en el rango inelástico han mostrado que no tiene la resistencia suficiente porque incursionaron en el nivel de desempeño de colapso, por lo tanto, las estructuras de regular altura construidas en áreas muy pequeñas, deberán ser diseñadas por otros sistemas, debido a que el sistema aporticado no presenta la suficiente rigidez para controlar los desplazamientos laterales de la edificación.

4. El comportamiento de los elementos estructurales a nivel de un análisis lineal estático ha arrojado datos que se permite conocer el comportamiento sismorresistente de la estructura ante la aparición de fuerzas horizontales producidas por los sismos, y que hasta cierto grado de excitación la estructura presenta un comportamiento lineal, que garantiza su funcionamiento.
5. A través del análisis lineal dinámico se pudo conocer que la estructura no presenta irregularidad torsional por lo tanto las derivas de entrepiso están controladas dentro de los límites permitidos, así mismo la cortante dinámica es mayor al 80% del cortante estático ($21.0312 \geq 21.0306$), con este resultado se puede determinar que la estructura es regular en ambas direcciones
6. Durante el análisis de desempeño sismorresistente, de la edificación en estudio se ha determinado que las rótulas plásticas empiezan a parecer a un desplazamiento lateral de 1.25 cm en el techo, estas rótulas aparecen en las vigas por lo tanto el desempeño de la edificación es de ocupación inmediata conforme lo plantea el FEMA 440; así mismo también se ha verificado que la deriva inelástica calculada en el análisis dinámico tiene un desplazamiento de entrepiso de 0.0042 cm inferior a 0.005 límite de nivel de desempeño propuesto por el Comité Visión 2000, por lo tanto, la edificación tiene un nivel de desempeño de: **admisible – operacional**.

CAPITULO VII

VII. RECOMENDACIONES

- Para obtener un buen comportamiento estructural ante la ocurrencia de eventos sísmicos, se recomienda que las estructuras deben seguir minuciosamente los criterios de estructuración, pre dimensionamiento y diseño conforme lo establecen los diferentes códigos de diseño y la normativa peruana.
- El análisis estático es una herramienta que permite conocer el comportamiento de la estructura antes cargas de servicios y así poder determinar la resistencia de los elementos estructurales.
- Sin embargo, si se quiere conocer cuál es el punto de desempeño de la estructura ante la ocurrencia de eventos sísmicas, es de vital importancia analizar la estructura desde el Análisis Estático No Lineal o técnica del Pushover, mediante el cual se puede conocer el nivel de desempeño de la estructura.
- Es muy importante que las edificaciones sean diseñadas por profesionales de la rama, a fin de evitar estructuras sobredimensionadas y/o vulnerables antes un evento sísmico, si bien es cierto que las estructuras de concreto armado soportan carga de servicio, y no colapsan es porque aún estas estructuras no incursionan en su nivel de desempeño por la ausencia de sismos que podrían producirse en cualquier momento y de no estar diseñadas adecuadamente podrían colapsar y ocasionar pérdidas humanas y económicas, por lo tanto, es necesario que las estructuras sean construidas conforme lo señala la norma peruana y códigos de diseño estructural.

REFERENCIAS

- Alvarado, O., Jiménez, R., & Pineda, S. (2008). *Influencia de la Estructura Sísmica en el Proceso del Diseño Estructural en Edificios*. Salvador. Obtenido de <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/4384/1/PDFsamTMPbufferNRHWR1.pdf>
- Araque, Y. (2015). *Guía para el Cálculo de la Fuerza Horizontal Equivalente y Derivas Según Título A4-A6 NSR-10*. Bogotá. Obtenido de <https://repository.unimilitar.edu.co/bitstream/handle/10654/13769/Gu%C3%ADa%20para%20el%20c%C3%A1lculo%20de%20la%20fuerza%20horizontal%20equivalente%20y%20derivas%20seg%C3%BAn%20t%C3%ADtulo%20%20A4%20Y%20A5%20.pdf?sequence=2&isAllowed=y>
- Arias, F. (2012). *El proyecto de la Investigación, Introducción a la investigación científica* (Sexta Edición ed.). Caracas, Venezuela: Episteme C.A. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/301894369_EL_PROYECTO_DE_INVESTIGACION_6a_EDICION
- Avila, H. (2006). *Introducción a la Metodología de la Investigación*. México: eumed.net. Obtenido de <https://www.eumed.net/libros-gratis/2006c/203/>
- Baptista, M. (2014). *Metodología de la Investigación* (Sexta Edición ed.). México D.F., México: McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V. Obtenido de <http://observatorio.epacartagena.gov.co/wp-content/uploads/2017/08/metodologia-de-la-investigacion-sexta-edicion.compressed.pdf>
- Barros, L., & Peñafiel, M. (2015). *Análisis comparativo económico estructural entre un sistema aporticado, un sistema estructural aporticado con muros estructurales y un sistema de paredes portantes, en un edificio de diez pisos*. Quito. Obtenido de <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/10314/3/CD-6143.pdf>
- Blanco, A. (2011). Criterios de Estructuración. En *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (pág. 5). Lima: Princliness E.I.R.L.
- Borja, M. (2016). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Chiclayo, Lambayeque, Perú. Obtenido de https://www.academia.edu/33692697/Metodolog%C3%ADa_de_Investigaci%C3%B3n_Cient%C3%ADfica_para_ingenier%C3%ADa_Civil
- Bozzo, L., & Barbat, A. (1995). *Diseño sísmico de edificios de hormigón armado*. Barcelona, España. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/271505402_Diseño_sismico_de_edificios_de_hormigón_armado
- Campos, E. (2018). *Evaluación Estructural de Reservorio apoyado de C°A° de sección circular (20m3) sector 1 del C.P. Cabracancha Chota*. Cajamarca. Obtenido de <https://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/1992/TESIS.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

- Cárdenas, O. (2019). *Diseño Estructural de un Edificio Multifamiliar de Concreto Armado de Cinco Pisos*. Lima. Obtenido de file:///C:/Users/LENOVO/Downloads/CARDENAS_BARRIGA_OSCAR_DISE%C3%91O_ESTRUCTURAL_EDIFICIO.pdf
- Colina, J., & Ramirez, H. (2000). La Ingeniería Estructural. *Ciencia Ergo Sum*, 7. Obtenido de <https://www.redalyc.org/pdf/104/10401812.pdf>
- Gerencia, I. d. (2016). *Diseño Sismo Resistente*. Lima.
- Gomez, S. (2003). *Análisis Sísmico Moderno*. México: Trillas. Obtenido de <https://drive.google.com/file/d/0B8gCNfDLVbQxNjFzUFJpeHNOSzQ/view>
- Hernández, R. (2014). *METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN* (SEXTA ed.). MEXICO, MEXICO: MCGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V. Obtenido de <https://www.uca.ac.cr/wp-content/uploads/2017/10/Investigacion.pdf>
- Laible, J. (1987). *Análisis Estructural*. Mexico: Fuentes Impresoras S.A. Centeno.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. México: Alfaomega Grupo Editor S.A.
- Mendez, K., & Diaz, O. (2019). *Diseño Estructural Sismorresistente de un Edificio de cuatro niveles de concreto armado*. Huacho. Obtenido de <http://repositorio.unjfsc.edu.pe/bitstream/handle/UNJFSC/2950/MENDEZ%20LEON%20y%20DIAZ%20SIESQUEN.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Ministerio de vivienda. (2019). *Diseño sismorresistente*. Lima.
- Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial ICG.
- Moreno, R. (2006). *Evaluación del Riesgo Sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Barcelona. Obtenido de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/93559/01RMG01de12.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Murillo, W. (2009). La Investigación Científica. *monografias.com*. Obtenido de <http://docencia.fca.unam.mx/~mvazquez/archivos/WebquestTMCSiCientifica.pdf>
- Núñez, A. (2017). *Diseño por Desempeño de un Edificio de Hormigón Armado Utilizando el Método de Análisis Tiempo Historia*. Ambato. Obtenido de [file:///C:/Users/LENOVO/Downloads/DISE%C3%91O%20POR%20DESEMPE%C3%91O%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/LENOVO/Downloads/DISE%C3%91O%20POR%20DESEMPE%C3%91O%20(1).pdf)
- Ocaña, A. (2007). *Mapa de peligros de la ciudad de Abancay*. Obtenido de http://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/storage/biblioteca//5217_mapa-de-peligros-de-la-ciudad-de-abancay.pdf
- Padilla, G. (2018). *Propuesta para considerar la Irregularidad Estructural en la Resistencia Lateral de las Estructuras en el Perú*. Lima. Obtenido de http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/505/PADILLA_QUINCOT_GONZALO_IRREGULARIDAD_ESTRUCTURAL_RESISTENCIA_LATERAL.pdf?sequence=1&isAllowed=y

- Palella, S., & Martins, F. (2012). *Metodología de la investigación Cuantitativa*.
- Paredes, M. (2016). *Evaluación del Desempeño Sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el Análisis Estático no Lineal Pushover*. Lima. Obtenido de <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/620673/pare?sequence=1>
- Pérez, L. (2015). *Estudio y Aplicación de los Métodos mejorados FEMA 440 para el Análisis Pushover y su incidencia en el cálculo de porticos de acero estructural special moment frames segun AISC*". Ambato. Obtenido de <file:///C:/Users/LENOVO/Downloads/Tesis%20980%20-%20P%C3%A9rez%20Freire%20Len%C3%ADn%20Santiago.pdf>
- Pique del Pozo, J. (1995). *Diseño por capacidad, Estrategia Neozelandesa de Diseño Sismorresistente*. Obtenido de <https://es.slideshare.net/poolescamilo/diseo-por-capacidad-pique>
- Quintana, L. (2021). *Fundamentos del Diseño Sismorresistente en Concreto Armado*. Obtenido de INESA TECH: <https://www.inesa-tech.com/blog/fundamentos-diseno-sismorresistente-concreto-armado>
- Quispe, F. (2015). *Análisis y Diseño Estructural comparativo con la Norma Sismorresistente E.030-2014 vs E.030-2003 de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de Surquillo*. Obtenido de <https://repositorio.urp.edu.pe/handle/URP/2190>
- R., H. (2014). *Metodología de la Investigación*. México.
- RNE. (2019). *E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima. Obtenido de https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856_opt.pdf
- Romo, M. (2017). *Temas de Hormigón Armado*. Ecuador, Ecuador.
- SEAOC. (1995). *Desempeño Sísmico de Edificaciones*. Obtenido de <https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/15CAPITULO6.pdf?sequence=15&isAllowed=y#:~:text=A%20%2D%20Totalmente%20Operacional.,totalmente%20segura%20para%20sus%20ocupantes>.
- SENCICO. (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima.
- Silva, M. (2018). *Desempeño Sísmico de Muros de Quincha tradicional mediante el método del espectro de capacidad*. Lima. Obtenido de http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/12253/SILVA_MERCADO_ROBERTO_DESEMPE%C3%91O_SISMICO.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Tarback, E., & Lutgens, F. (2005). *Ciencias de la Tierra Una Introducción a la Geología Física*. Madrid: Perason Educación S.A.
- Toledo, N. (2016). *Población y Muestra*. Obtenido de <https://core.ac.uk/download/pdf/80531608.pdf>
- Valderrama, C., & Meza, J. (2014). *Influencia de la interacción suelo estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporticada con zapatas aisladas*. Lima. Obtenido de

https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/346266/Tesis%20VALDERRAMA_CC.pdf?sequence=1&isAllowed=y

ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA

Título: Diseño y evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos, Abancay-Apurimac-2021

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLES INDEPENDIENTE	METODOLOGÍA
¿De qué manera se puede diseñar y evaluar el desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos, en la ciudad de Abancay?	Diseñar y evaluar el comportamiento sismorresistente de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos en la ciudad de Abancay	El diseño adecuado de los elementos estructurales mejorará el desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos	Diseño Estructural Dimensiones: <ul style="list-style-type: none"> • Cálculo sismorresistente • Modelamiento • Deformación • Resistencia 	Enfoque: <ul style="list-style-type: none"> • Cuantitativo Tipo: <ul style="list-style-type: none"> • Aplicada Nivel: <ul style="list-style-type: none"> • Explicativo Diseño de Investigación: No experimental Población:
PROBLEMA ESPECÍFICO	OBJETIVOS ESPECÍFICOS:	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS:	VARIABLE INDEPENDIENTE	
¿Cuál es la deriva máxima de desplazamiento de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos?	Evaluar la deriva máxima del edificio aporticado de diez pisos	Los resultados de la deriva del edificio aporticado de concreto armado de diez pisos, permitirá realizar un adecuado diseño.	Evaluación del Desempeño Sismorresistente. Dimensiones: <ul style="list-style-type: none"> • Curva Pushover • Niveles de desempeño 	
¿Cuál es la resistencia de los elementos estructurales de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos?	Determinar la resistencia de los elementos estructurales de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos	Es necesario determinar la resistencia de los elementos estructurales de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos.		

<p>¿Conocer el comportamiento de los elementos estructurales a nivel de un análisis lineal estático, de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos?</p>	<p>Determinar el comportamiento de los elementos estructurales a nivel de un análisis lineal estático, de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos</p>	<p>Los resultados del análisis lineal estático proporcionan información valde para diseñar un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Verificación del mecanismo de colapso 	<ul style="list-style-type: none"> • Edificio en estudio <p>Muestra:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Elementos estructurales <p>Muestreo:</p> <ul style="list-style-type: none"> • La misma que la población
<p>¿Conocer el comportamiento de los elementos estructurales a nivel de un análisis lineal dinámico, de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos?</p>	<p>Determinar el comportamiento de los elementos estructurales a nivel de un análisis dinámico, de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos</p>	<p>Los resultados del análisis lineal dinámico proporcionan información valde para diseñar un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos.</p>		
<p>¿Cuál es el desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos?</p>	<p>Calcular el desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos</p>	<p>Conocer el resultado del desempeño sismorresistente de un edificio de concreto armado de diez pisos, ayudará en el diseño de la edificación.</p>		

Fuente: Elaboración propia

ANEXO 2: MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

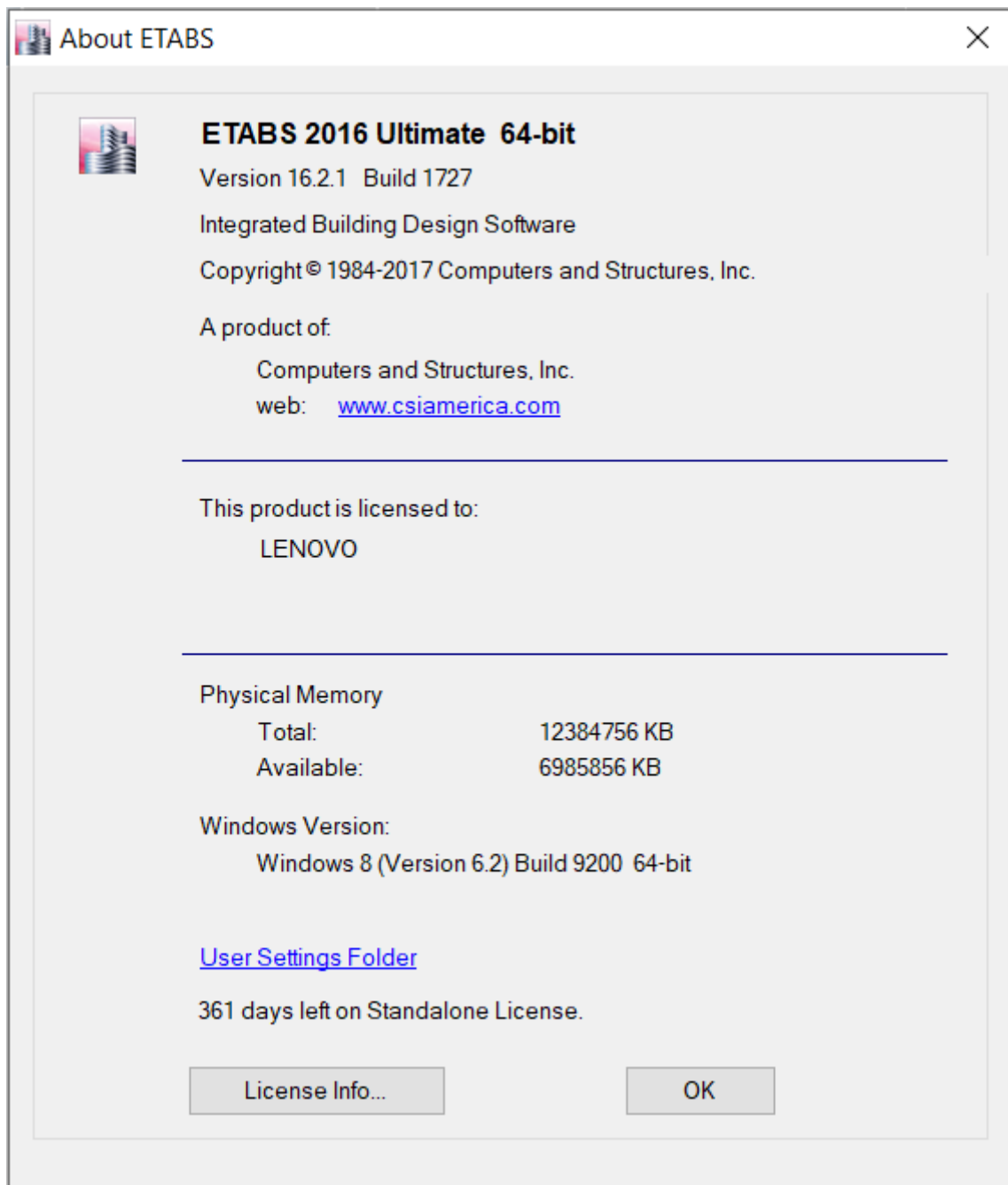
Título: Diseño y evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio aporticado de concreto armado de diez pisos, Abancay-Apurimac-2021

VARIABLES DE ESTUDIO	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Diseño estructural	Morales (2014) señala: “La estructura debe crearse como un sistema o conjunto de partes y componentes, que se combinan ordenadamente para cumplir una función dada. El proceso de diseño de un sistema, comienza con la formulación de los objetivos que se pretende alcanzar y de las restricciones que se deben tener en cuenta (p. 01)	Se tomará en cuenta los criterios de estructuración para el diseño y evaluación de las edificaciones de sistema aporticado empleando el concreto armado. Teniendo en cuenta las especificaciones técnicas mínimas del Reglamento Nacional de Edificaciones.	Estudios básicos. Cálculo sismorresistente. Modelamiento. Deformación. Resistencia.	Estudio de mecánica de suelos Predimensionamiento Metrado de cargas Análisis estático Análisis dinámico Rigidez Lateral Desplazamiento Flexión Cortante	Razón
Desempeño sismorresistente	Hernández (2016) señala: La metodología de diseño aplicada en la mayoría de las normas considera un único nivel de sismo de diseño, que puede ser el mayor esperando en el lapso previsto de vida útil de la estructura, con una única intensidad o nivel de aceleración, sin considerar que la misma adicionalmente debe atender a condiciones de servicio y de prevención de colapso. Debido a esto se propone lo que se denomina “Diseño por desempeño sísmico”, donde se plantea la revisión de diferentes estados de límite (servicio, diseño y máximo)	Es aquel que intenta limitar las consecuencias durante un eventual sismo	Curva Pushover. Niveles de desempeño. Verificación del mecanismo de colapso.	Análisis del punto de desempeño	Razón

Fuente: Elaboración propia

ANEXO 3:

Certificado de Etabs v16.2.1



Fuente: Etabs v16.2.1

ANEXOS 4: TABLAS

Tabla 9: Resultado del Análisis Modal, modo 1 y 2 con mayor masa participativa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.987	0.4698	0.0907	0	0.4698	0.0907	0
Modal	2	0.782	0.1742	0.408	0	0.644	0.4986	0
Modal	3	0.639	0.0275	0.1748	0	0.6716	0.6734	0
Modal	4	0.31	0.056	0.0156	0	0.7276	0.689	0
Modal	5	0.224	0.0413	0.0683	0	0.7689	0.7573	0
Modal	6	0.18	0.0002	0.0069	0	0.769	0.7641	0
Modal	7	0.172	0.0271	0.0335	0	0.7961	0.7976	0
Modal	8	0.121	0.0037	0.0011	0	0.7999	0.7987	0
Modal	9	0.115	0.0162	0.0252	0	0.8161	0.8239	0
Modal	10	0.09	3.469E-05	1.674E-05	0	0.8161	0.8239	0
Modal	11	0.087	0.0038	0.0158	0	0.8199	0.8397	0
Modal	12	0.078	0.0561	0.0007	0	0.876	0.8404	0
Modal	13	0.078	0.0101	0.0139	0	0.8861	0.8543	0
Modal	14	0.07	0.0148	0.0028	0	0.9009	0.8571	0
Modal	15	0.065	0.0002	0.0019	0	0.9011	0.859	0
Modal	16	0.059	0.0028	0.0002	0	0.9039	0.8593	0
Modal	17	0.057	0.006	0.0758	0	0.9099	0.935	0
Modal	18	0.054	0.0026	0.0414	0	0.9126	0.9764	0
Modal	19	0.053	0.0005	0.0004	0	0.9131	0.9768	0
Modal	20	0.049	0.0101	0.0005	0	0.9232	0.9773	0
Modal	21	0.048	0.0017	0.0061	0	0.9249	0.9834	0
Modal	22	0.044	0.0001	0.0013	0	0.925	0.9848	0
Modal	23	0.033	0.0067	4.333E-05	0	0.9317	0.9848	0
Modal	24	0.024	0.0027	1.549E-05	0	0.9344	0.9848	0
Modal	25	0.023	0.052	0.0002	0	0.9864	0.985	0
Modal	26	0.021	2.969E-05	1.508E-05	0	0.9864	0.985	0
Modal	27	0.02	0.0027	2.586E-05	0	0.9891	0.9851	0
Modal	28	0.019	4.601E-05	2.899E-05	0	0.9891	0.9851	0
Modal	29	0.018	0.0008	1.052E-05	0	0.9899	0.9851	0
Modal	30	0.017	6.63E-07	0.0002	0	0.9899	0.9853	0

Fuente: Etabs v16.2.1

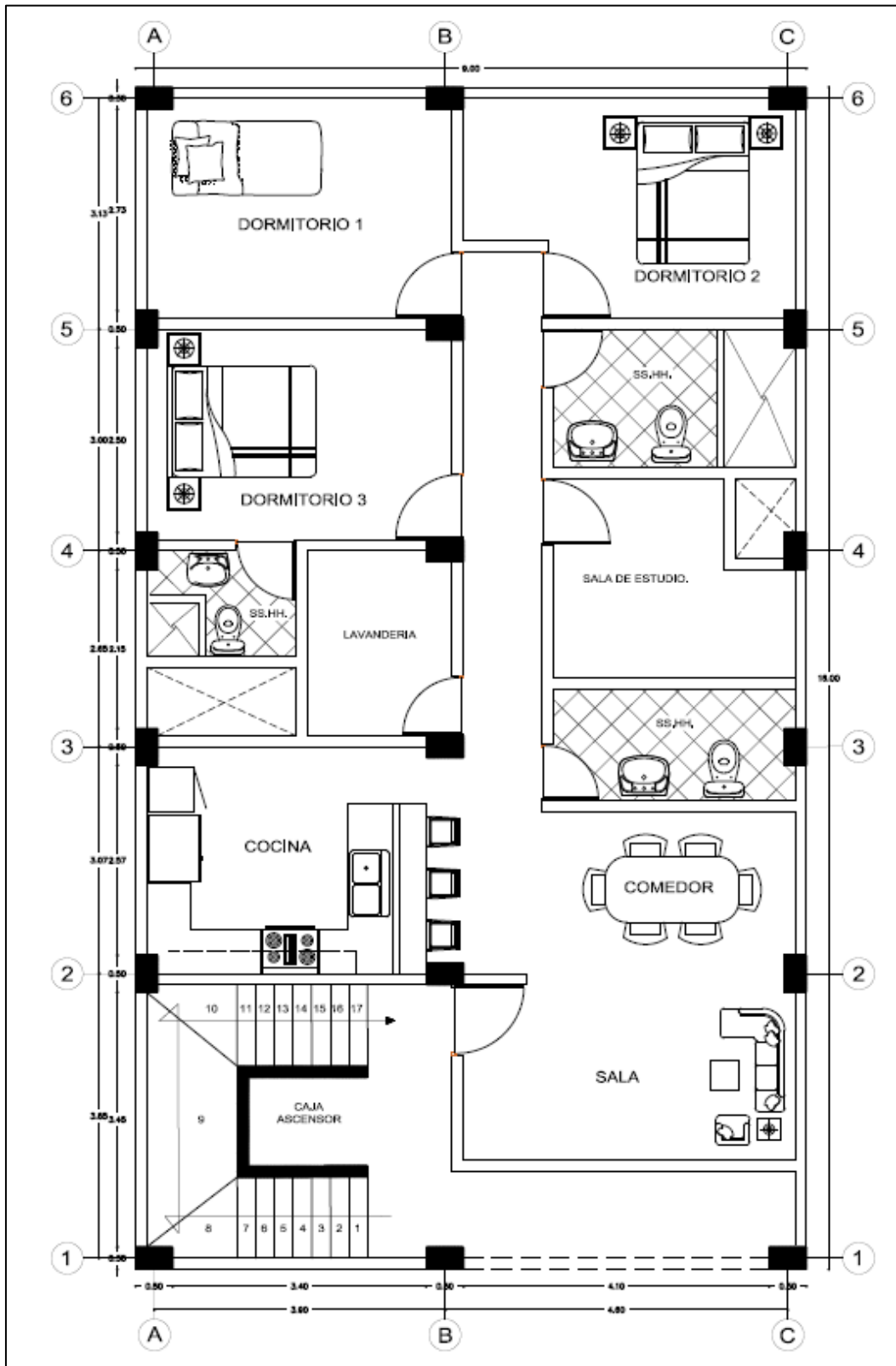
Tabla 15: Espectro de sismo, calculado con los parámetros de sitio, conforme a la norma E.030

T_x	C_x	S_{aX}
0.1	2.500	0.0781
0.2	2.500	0.0781
0.3	2.500	0.0781
0.4	2.500	0.0781
0.5	2.000	0.0625
0.6	1.667	0.0521
0.7	1.429	0.0446
0.8	1.250	0.0391
0.9	1.111	0.0347
1	1.000	0.0313
1.1	0.909	0.0284
1.2	0.833	0.0260
1.3	0.769	0.0240
1.4	0.714	0.0223
1.5	0.667	0.0208
1.6	0.625	0.0195
1.7	0.588	0.0184
1.8	0.556	0.0174
1.9	0.526	0.0164
2	0.500	0.0156
2.1	0.476	0.0149
2.2	0.455	0.0142
2.3	0.435	0.0136
2.4	0.417	0.0130
2.5	0.400	0.0125
2.6	0.370	0.0116
2.7	0.343	0.0107
2.8	0.319	0.0100
2.9	0.297	0.0093
3	0.278	0.0087
3.1	0.260	0.0081
3.2	0.244	0.0076
3.3	0.230	0.0072

Fuente: Elaboración propia

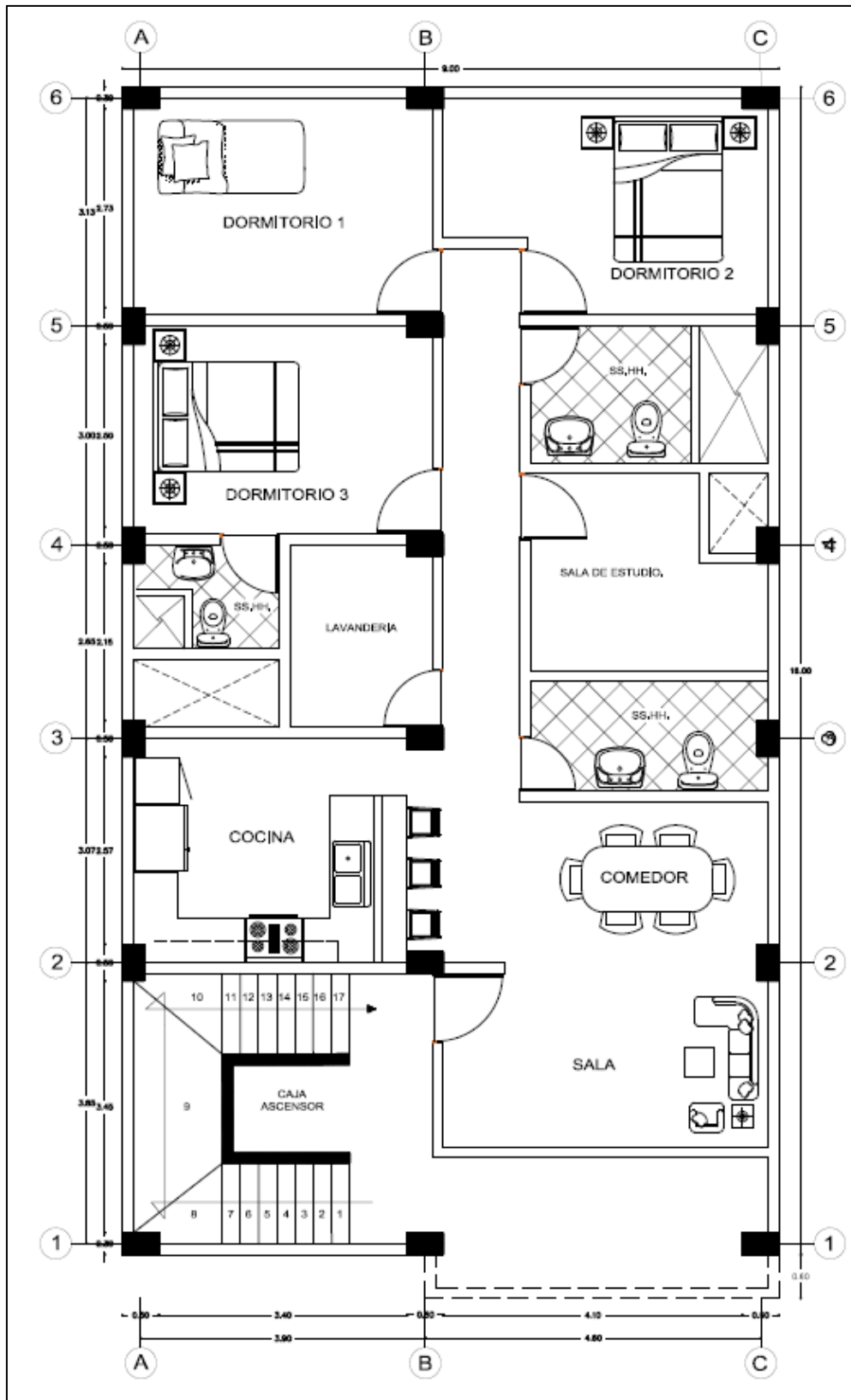
ANEXO 5: FIGURAS

Figura 4: Primer nivel, distribución arquitectónica



Fuente: Elaboración propia

Figura 5: Distribución arquitectónica del piso Típico del 2 al 10 nivel



Fuente: Elaboración propia

Figura 6: Peso específico del concreto armado

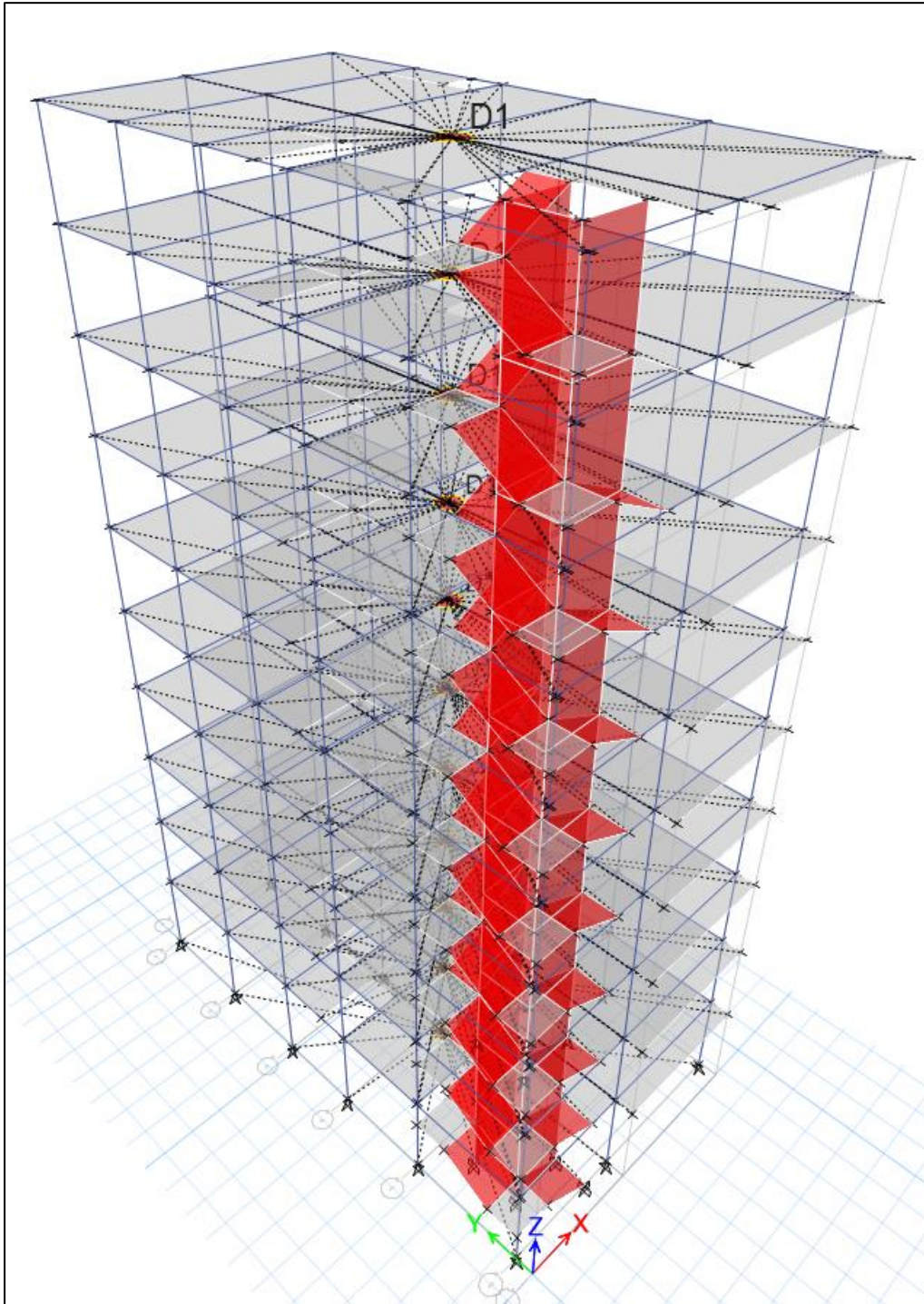
The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Includes fields for "Material Name" (Fc=210 kg/cm2), "Material Type" (Concrete), "Directional Symmetry Type" (Isotropic), "Material Display Color" (with a "Change..." button), and "Material Notes" (with a "Modify/Show Notes..." button).
- Material Weight and Mass:** This section is highlighted with a red box. It contains two radio buttons: "Specify Weight Density" (selected) and "Specify Mass Density". Below them are two input fields: "Weight per Unit Volume" (2.4 tonf/m³) and "Mass per Unit Volume" (0.244752 tonf-s³/m³).
- Mechanical Property Data:** Includes fields for "Modulus of Elasticity, E" (2173706.51 tonf/m²), "Poisson's Ratio, U" (0.2), "Coefficient of Thermal Expansion, A" (0.0000099 1/C), and "Shear Modulus, G" (905711.05 tonf/m²).
- Design Property Data:** Contains a single button: "Modify/Show Material Property Design Data...".
- Advanced Material Property Data:** Contains three buttons: "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", and "Time Dependent Properties...".

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

Fuente: Etabs v16.2.1

Figura 9: Asignación de diafragma rígido a las losas D1



Fuente: Etabs v16.2.1

Figura 12: Modos de vibración del edificio.

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal

Modal Case SubType: Eigen

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Advanced Load Data Does NOT Exist Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 30

Minimum Number of Modes: 3

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

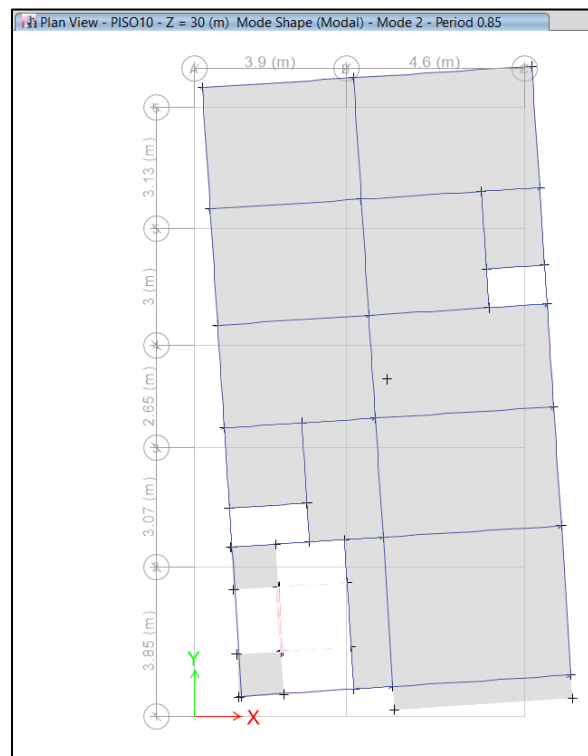
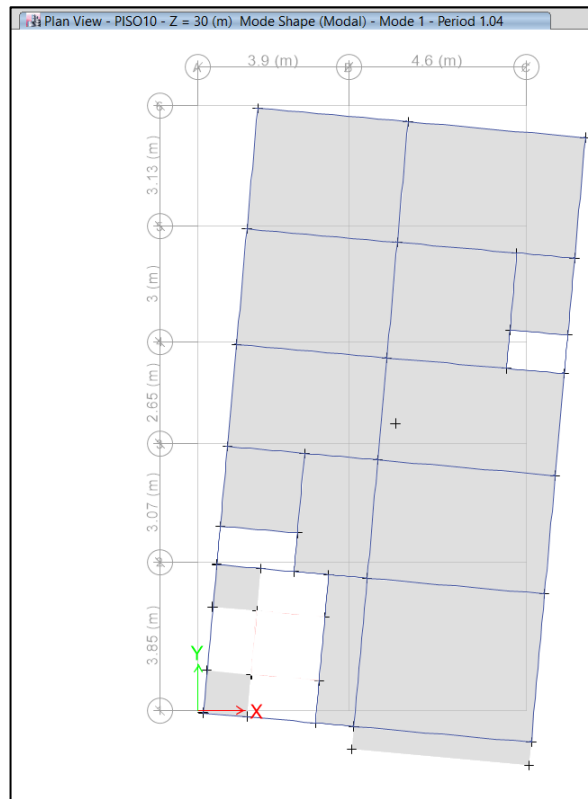
Convergence Tolerance: 1E-09

Allow Auto Frequency Shifting

OK Cancel

Fuente: Etabs v16.2.1

Figura 13: Modo de vibración 1 y 2



Fuente: Etabs v16.2.1

Figura 19: Verificación de regularidad e irregularidad
Cortante Estática y Dinámica en la dirección “X”

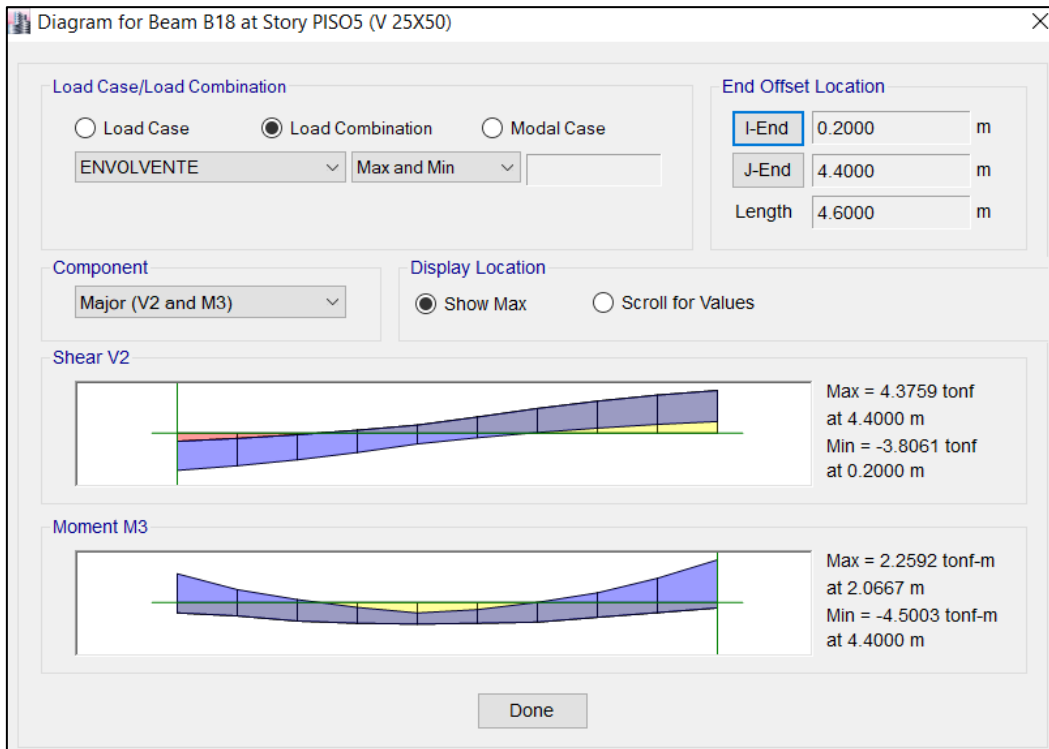
Base Reactions										
1 de 2 Reload Apply										
	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-cm	MY tonf-cm	MZ tonf-cm	X cm	Y cm	
▶	SeX	-26.2883	0	0	0	-56406.641	21000.489	0	0	0
	SX Max	21.0312	13.4944	0	25535.722	40553.041	21776.564	0	0	0

Cortante Estática y Dinámica en la dirección “X”

Base Reactions										
1 de 2 Reload Apply										
	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-cm	MY tonf-cm	MZ tonf-cm	X cm	Y cm	
▶	SeY	0	-31.5294	0	66770.902	0	-13684.571	0	0	0
	SY Max	15.0748	25.7702	0	50508.971	29191.814	12895.227	0	0	0

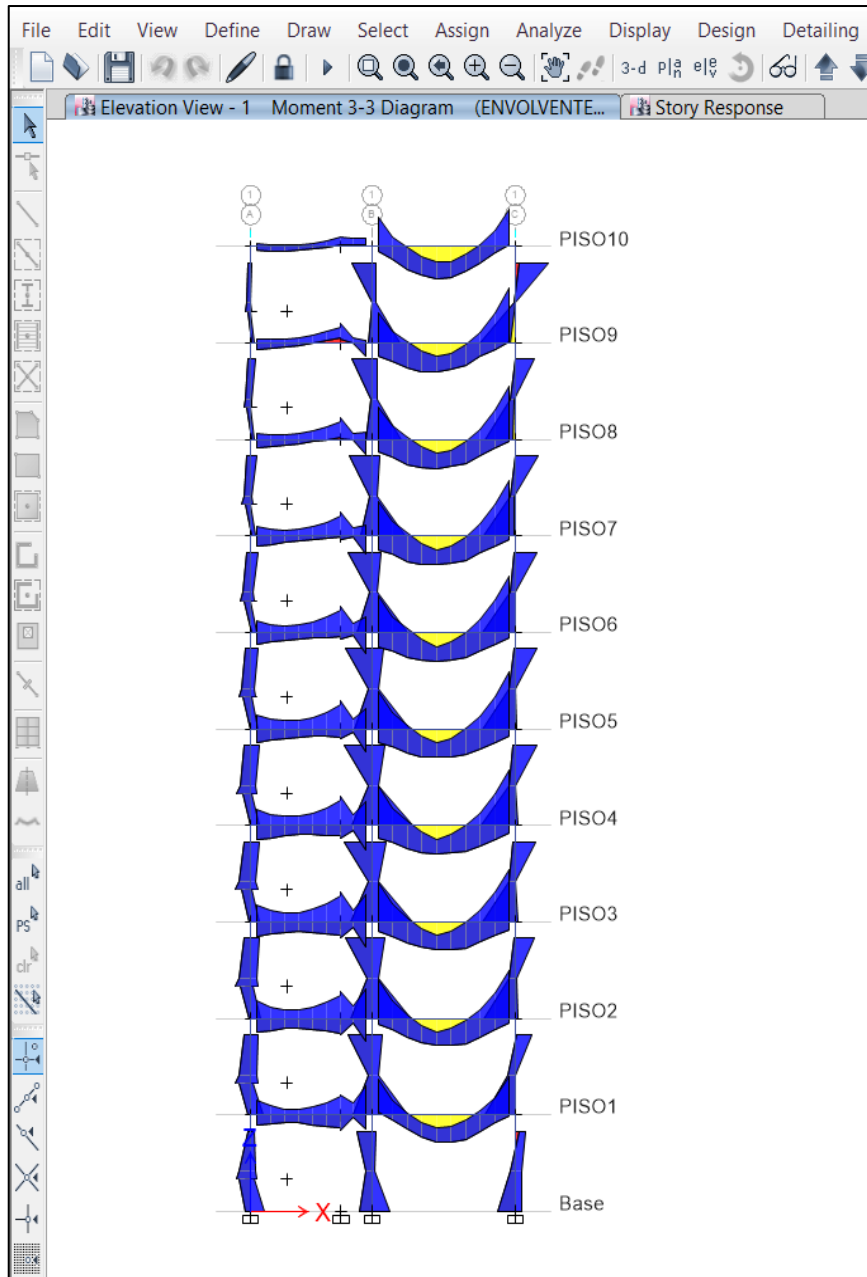
Fuente: Etabs, elaboración propia.

Figura 22: Momentos y cortantes de la viga en análisis.



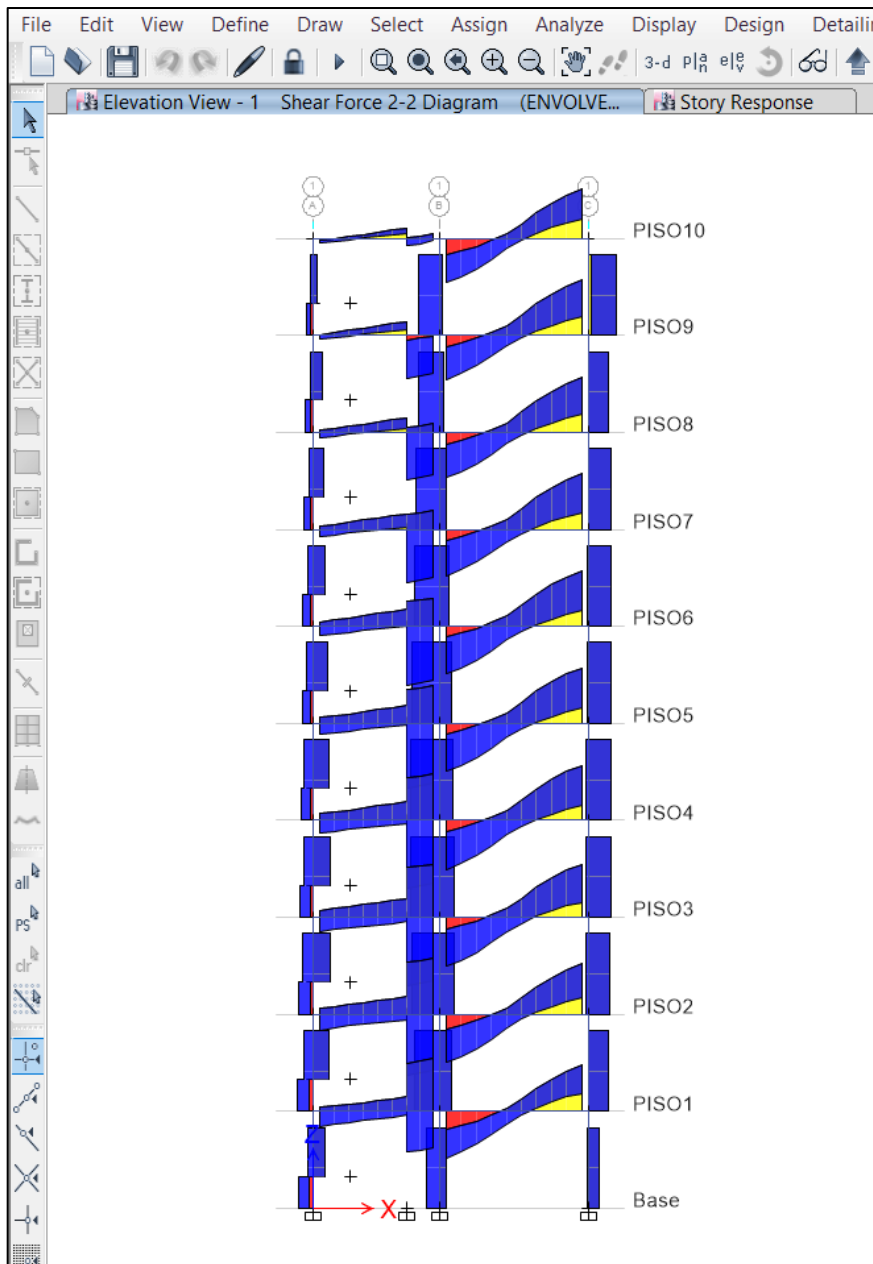
Fuente: Etabs, elaboración propia

Figura 23: Momento flector de vigas en el eje X – X.



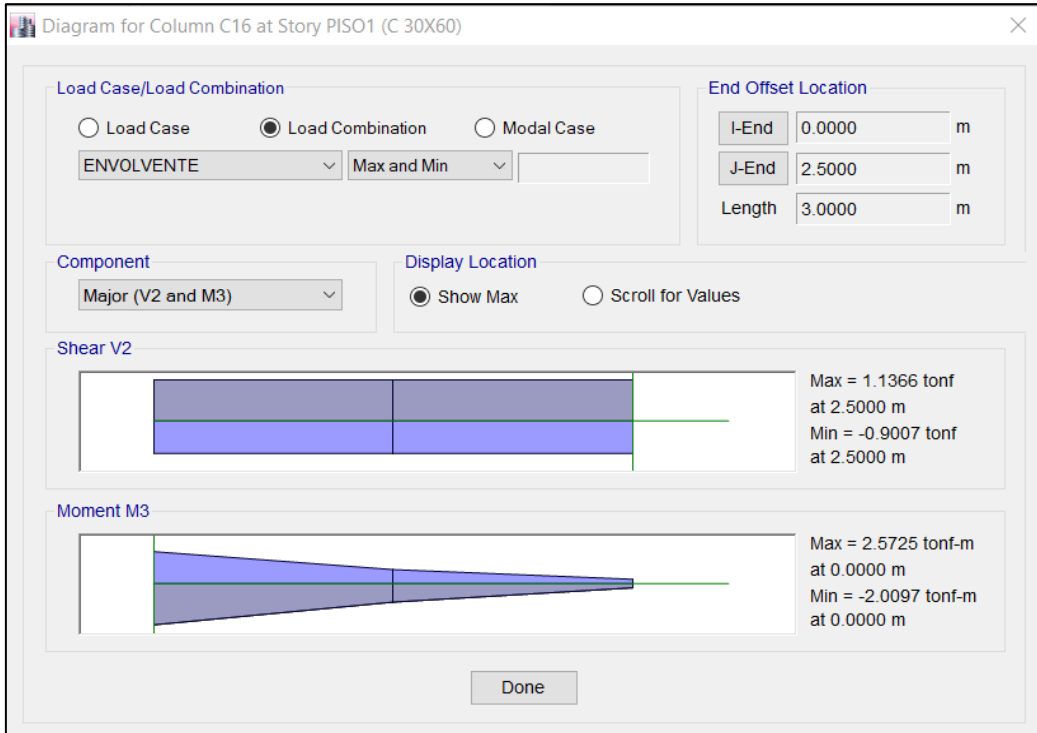
Fuente: Etabs, elaboración propia

Figura 24: Cortante de las vigas en el eje X – X.



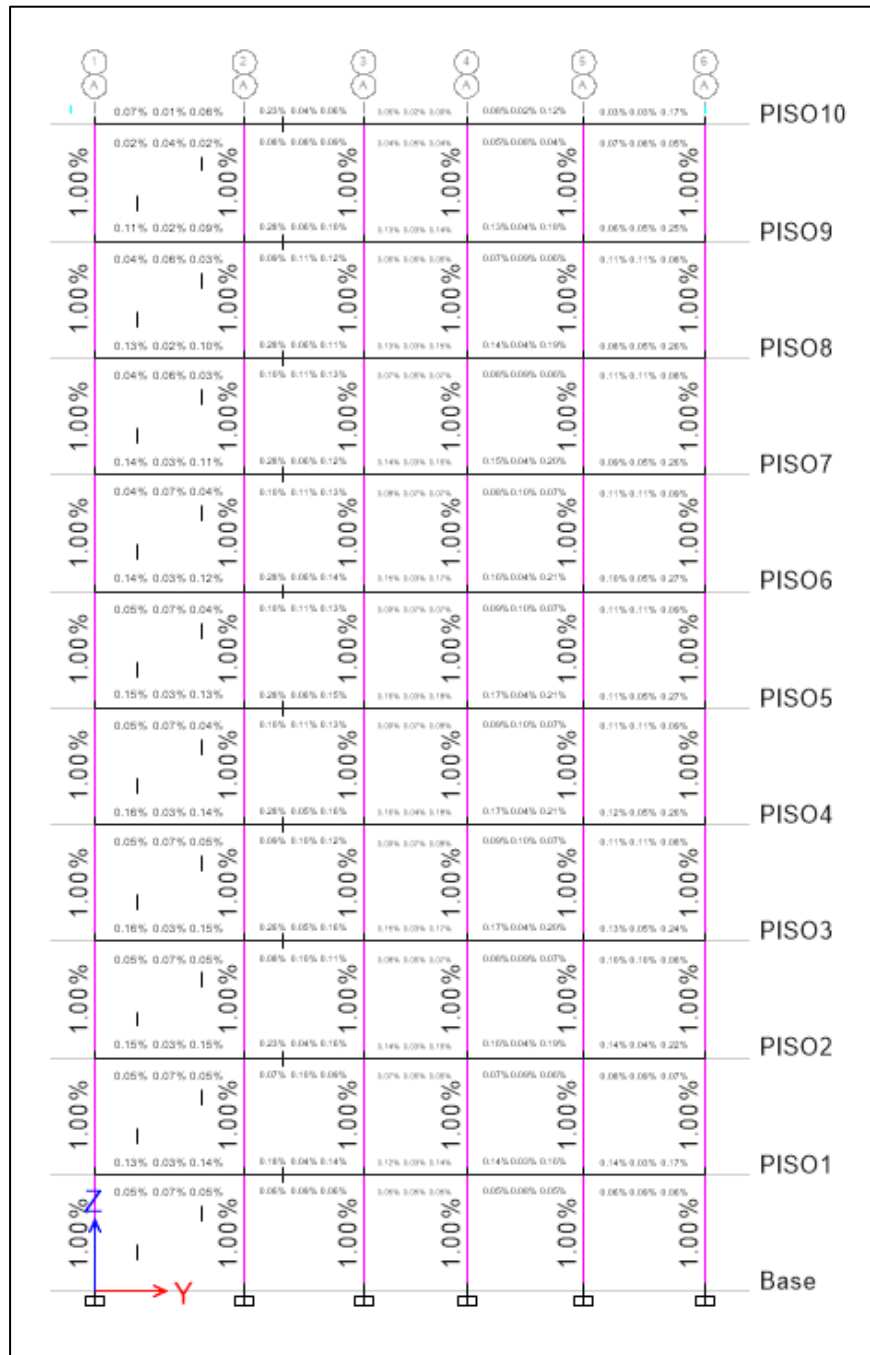
Fuente: Etabs, elaboración propia

Figura 26: Momento actuante en la columna más crítica.



Fuente: Etabs, elaboración propia

Figura 33: Refuerzo mínimo del acero en los elementos estructurales



Fuente: Etabs, elaboración propia