



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Diseño estructural de la Institución Educativa N°10104 Cap.  
Juan Fanning García empleando la metodología no lineal  
Lambayeque – Lambayeque 2022**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

Ingeniero Civil

**AUTOR:**

Gonzalez Blanco, Carlos Moises Rinaldo (orcid.org/0000-0002-2886-3823)

**ASESOR:**

Mg. Aybar Arriola, Gustavo Adolfo (orcid.org/0000-0001-8625-3989)

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño Sísmico y Estructural

**LÍNEA DE RESPONSABILIDAD SOCIAL UNIVERSITARIA:**

Desarrollo económico, empleo y emprendimiento

CHICLAYO - PERÚ

2023

## **DEDICATORIA**

En primer lugar, a Dios, quien es el guía de mi vida. A mi esposa y mis hijitos que me apoyaron durante toda mi formación profesional y la elaboración de este proyecto. Igualmente, a mis padres por su constante amor y asesor que me brindaron todo su conocimiento para culminar esta investigación satisfactoriamente.

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por permitirme concluir una etapa más en vida profesional. A mis hijos y esposa por su apoyo incondicional durante todo este proceso. Igualmente, al Ing. Aybar Arriola Gustavo Adolfo por brindarme todos sus conocimientos y ser guía durante el desarrollo de la presente investigación.

## Índice de contenidos

Carátula.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos .....	iii
Índice de figuras.....	v
Índice de tablas.....	vii
RESUMEN .....	viii
ABSTRACT .....	ix
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. Antecedentes internacionales .....	5
2.2. Antecedentes nacionales .....	7
2.3. Antecedentes locales .....	10
III. METODOLOGÍA.....	18
3.1. Tipo y diseño de investigación .....	18
3.2. Aspectos a considerar.....	18
3.3. Población, muestra y muestreo.....	19
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	19
3.5. Procedimiento .....	20
IV. RESULTADOS .....	91
V. DISCUSIÓN.....	100
VI. CONCLUSIONES.....	102
VII. RECOMENDACIONES .....	104
REFERENCIAS.....	105
ANEXOS .....	107

## Índice de figuras

FIGURA 1	<i>Proceso de análisis pushover para evaluación sísmica</i>	12
FIGURA 2	<i>Tipos de ductilidad</i>	13
FIGURA 3	<i>Curva de capacidad</i>	15
FIGURA 4	<i>Niveles de desempeño</i>	16
FIGURA 5	<i>Factores de zonificación en el territorio peruano</i>	17
FIGURA 6	<i>Tipo de edificación según el número de niveles</i>	22
FIGURA 7	<i>Nº de puntos de exploración según tipo de edificación</i>	22
FIGURA 8	<i>Profundidad “p” mínima para cada punto de exploración</i>	23
FIGURA 9	<i>Plano de distribución de la institución educativa</i>	26
FIGURA 10	<i>Concreto 210</i>	29
FIGURA 11	<i>Concreto 280</i>	29
FIGURA 12	<i>Acero estructural 4200</i>	30
FIGURA 13	<i>Albañilería f'm65</i>	30
FIGURA 14	<i>Columna de 23 x 30 cm</i>	31
FIGURA 15	<i>Columna en l</i>	31
FIGURA 16	<i>Columna en t</i>	32
FIGURA 17	<i>Viga del eje x de 25 x 50 cm</i>	32
FIGURA 18	<i>Viga del eje y de 23 x 50 cm</i>	33
FIGURA 19	<i>Viga del eje y de 30 x 60 cm</i>	33
FIGURA 20	<i>Viga de amarre de 15 x 30 cm</i>	34
FIGURA 21	<i>Losa aligerada de 20 cm y ladrillo de 15 x 30 x 30 cm</i>	34
FIGURA 22	<i>Muro de albañilería de 23 cm de espesor</i>	35
FIGURA 23	<i>Muro de concreto armado de 25 cm de espesor</i>	35
FIGURA 24	<i>Muro de concreto armado de 30 cm de espesor</i>	36
FIGURA 25	<i>Modelado final del módulo n°9 en etabs 2018</i>	36
FIGURA 26	<i>Modo 1 de vibración predominante en x</i>	39
FIGURA 27	<i>Modo 2 de vibración predominante en y</i>	39
FIGURA 28	<i>Modo 3 de vibración predominante en z</i>	40
FIGURA 29	<i>Espectro de diseño en la dirección x</i>	41
FIGURA 30	<i>Espectro de diseño en la dirección y</i>	41
FIGURA 31	<i>Momentos por envolvente en vigas peraltadas</i>	43
FIGURA 32	<i>Cortantes por envolvente en vigas peraltadas</i>	45
FIGURA 33	<i>Distribución de aceros (columna 01)</i>	48
FIGURA 34	<i>Verificación en el diagrama de interacción en x (columna 01)</i>	50
FIGURA 35	<i>Verificación en el diagrama de interacción en y (columna 01)</i>	51
FIGURA 36	<i>Distribución de aceros (columna 02)</i>	52
FIGURA 37	<i>Verificación en el diagrama de interacción en x (columna 02)</i>	54
FIGURA 38	<i>Verificación en el diagrama de interacción en y (columna 02)</i>	55
FIGURA 39	<i>Distribución de aceros (columna 03)</i>	56
FIGURA 40	<i>Verificación en el diagrama de interacción en x (columna 03)</i>	58
FIGURA 41	<i>Verificación en el diagrama de interacción en y (columna 03)</i>	59
FIGURA 42	<i>Determinación de la cortante última por momentos probables</i>	60
FIGURA 43	<i>Verificación de los ratios (demanda/capacidad)</i>	63
FIGURA 44	<i>Verificación columna fuerte - viga débil</i>	64
FIGURA 45	<i>Distribución de acero en muros de corte</i>	65
FIGURA 46	<i>Verificación en el diagrama de interacción (muro de corte pl-01)</i>	66
FIGURA 47	<i>Losas modeladas en safe</i>	68
FIGURA 48	<i>Momentos debido a la carga 1.4 cm + 1.7 cv</i>	69
FIGURA 49	<i>Cuantías de acero en losas</i>	69

FIGURA 50	<i>Modelado de la cimentación en safe 2016</i> .....	70
FIGURA 51	<i>Verificación de asentamientos (combinación s1)</i> .....	71
FIGURA 52	<i>Verificación de asentamientos (combinación s2)</i> .....	72
FIGURA 53	<i>Verificación de asentamientos (combinación s3)</i> .....	72
FIGURA 54	<i>Verificación de asentamientos (combinación s4)</i> .....	73
FIGURA 55	<i>Verificación de asentamientos (combinación s5)</i> .....	73
FIGURA 56	<i>Verificación de presiones (combinación s1)</i> .....	74
FIGURA 57	<i>Verificación de presiones (combinación s2)</i> .....	75
FIGURA 58	<i>Verificación de presiones (combinación s3)</i> .....	75
FIGURA 59	<i>Verificación de presiones (combinación s4)</i> .....	76
FIGURA 60	<i>Verificación de presiones (combinación s5)</i> .....	76
FIGURA 61	<i>Franjas de diseño en cimentación</i> .....	77
FIGURA 62	<i>Determinación de la cuantía de acero en cimentación</i> .....	77
FIGURA 63	<i>Momentos por envolvente en vigas de cimentación</i> .....	78
FIGURA 64	<i>Cortantes por envolvente en vigas de cimentación</i> .....	80
FIGURA 65	<i>Modelo de mander en concreto</i> .....	82
FIGURA 66	<i>Modelo de park en acero de refuerzo</i> .....	83
FIGURA 67	<i>Acero de refuerzo en vigas</i> .....	83
FIGURA 68	<i>Acero de refuerzo en columnas</i> .....	84
FIGURA 69	<i>Acero de refuerzo en muros de corte</i> .....	85
FIGURA 70	<i>Rótulas plásticas en vigas</i> .....	85
FIGURA 71	<i>Rótulas plásticas en columnas</i> .....	86
FIGURA 72	<i>Rótulas plásticas en muros de corte</i> .....	86
FIGURA 73	<i>Dimensiones de los muros de albañilería</i> .....	87
FIGURA 74	<i>Modelo fuerza – desplazamiento en rotula plástica de albañilería confinada</i> .....	87
FIGURA 75	<i>Asignación de rótula de corte en muros de albañilería</i> .....	88
FIGURA 76	<i>Caso de carga no lineal por gravedad</i> .....	88
FIGURA 77	<i>Caso de carga de empuje en x</i> .....	89
FIGURA 78	<i>Caso de carga de empuje en y</i> .....	89
FIGURA 79	<i>Espectro de demanda sísmica (visión 2000)</i> .....	90
FIGURA 80	<i>Ubicación de las columnas y muros de corte en el módulo n° 9</i> ...	94
FIGURA 81	<i>Ubicación de las vigas y losas en el módulo n° 9</i> .....	95
FIGURA 82	<i>Curva sectorizada según vision 2000 para la dirección x</i> .....	97
FIGURA 83	<i>Curva sectorizada según vision 2000 para la dirección y</i> .....	98

## Índice de tablas

TABLA 1	<i>Ambientes proyectados para el primer nivel</i>	25
TABLA 2	<i>Ambientes proyectados para el segundo nivel</i>	25
TABLA 3	<i>Columnas – modulo n° 9</i>	27
TABLA 4	<i>Vigas – modulo n° 9</i>	28
TABLA 5	<i>Muros de albañilería y de concreto armado – modulo n° 9</i>	28
TABLA 6	<i>Losas – modulo n° 9</i>	28
TABLA 7	<i>Parámetros sísmicos según la normativa e.030</i>	37
TABLA 8	<i>Valores de determinación del sistema estructural</i>	37
TABLA 9	<i>Periodos de vibración de la estructura</i>	40
TABLA 10	<i>Diseño por flexión del pórtico x</i>	44
TABLA 11	<i>Cortantes últimas en los tramos de viga del pórtico x</i>	46
TABLA 12	<i>Distribución de estribos para las vigas del pórtico x</i>	47
TABLA 13	<i>Valores del diagrama de interacción (columna 01)</i>	49
TABLA 14	<i>Solicitaciones sísmicas (columna 01)</i>	50
TABLA 15	<i>Valores del diagrama de interacción (columna 02)</i>	53
TABLA 16	<i>Solicitaciones sísmicas (columna 02)</i>	54
TABLA 17	<i>Valores del diagrama de interacción (columna 03)</i>	57
TABLA 18	<i>Solicitaciones sísmicas (columna 03)</i>	58
TABLA 19	<i>Solicitaciones sísmicas flexocompresión (muro de corte pl-01)</i>	66
TABLA 20	<i>Solicitaciones sísmicas por corte (muro de corte pl-01)</i>	67
TABLA 21	<i>Diseño por flexión en vigas de cimentación - eje x</i>	79
TABLA 22	<i>Cortantes últimas en las vigas de cimentación del eje x</i>	81
TABLA 23	<i>Distribución de estribos para las vigas de cimentación - eje x</i>	81
TABLA 24	<i>Nivel sísmico encontrado en x – módulo 09</i>	91
TABLA 25	<i>Nivel sísmico encontrado en y – módulo 09</i>	92
TABLA 26	<i>Principales características del suelo encontradas</i>	93
TABLA 27	<i>Valores del suelo según la normativa e.030</i>	93
TABLA 28	<i>Verificación de derivas en la dirección x para el módulo n° 9</i>	95
TABLA 29	<i>Verificación de derivas en la dirección y para el módulo n° 9</i>	96
TABLA 30	<i>Niveles de desempeño sísmico en x</i>	97
TABLA 31	<i>Niveles de desempeño sísmico en y</i>	98

## RESUMEN

La presente investigación tuvo como **objetivo principal** Realizar el diseño estructural de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García empleando la metodología no lineal. Asimismo, el presente estudio presentó una **estructura metodológica** de tipo descriptivo aplicada con enfoque cuantitativo y diseño no experimental transversal correlacional. El **muestreo** fue no probabilístico, siendo la **muestra** de estudio la institución Educativa N° 10104 Juan Fanning García de Lambayeque. Como **técnica de investigación** principal empleada fue el modelamiento matemático, siendo su instrumento los softwares de análisis estructural ETABS 2018 y VISIÓN 2000. En el **resultado** principal del estudio se pudo apreciar en los resultados mostrados en ambas direcciones del módulo 9 analizado cumple con los requisitos de las normativas internacionales implementadas para el diseño estructural de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García empleando la metodología no lineal. Se **concluyó** que el diseño estructural planteado considerando los requisitos básicos de los códigos peruanos del Reglamento Nacional de Edificaciones fue el adecuado, puesto que, al emplear la metodología estático no lineal se determinó que los niveles de desempeño sísmico cumplieron los objetivos básicos de códigos internacionales como el ASCE/SEI 41-13 y VISION 2000 para una edificación del tipo “Esencial”. De tal forma, se infirió que el diseño estructural planteado para el módulo N° 9 de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García es válido tanto para los códigos nacionales e internacionales.

**Palabras clave:** Desempeño sísmico, Pushover, análisis no lineal estático.

## ABSTRACT

The main objective of this investigation was to carry out the structural design of the IE N°10104 CAP Juan Fanning García using the non-linear methodology. Likewise, the present study presented a descriptive methodological structure applied with a quantitative approach and a non-experimental cross-correlational design. The sampling was non-probabilistic, the study sample being the Educational Institution No. 10104 Juan Fanning García de Lambayeque. The main research technique used was mathematical modeling, with the structural analysis software ETABS 2018 and VISION 2000 as its instrument. In the main result of the study, it was possible to see in the results shown in both directions of module 9 analyzed that it meets the requirements of the international regulations implemented for the structural design of the IE N°10104 CAP Juan Fanning García using the non-linear methodology. It was concluded that the structural design proposed considering the basic requirements of the Peruvian codes of the National Building Regulations was adequate, since, by using the non-linear static methodology, it was determined that the seismic performance levels met the basic objectives of international codes such as ASCE/SEI 41-13 and VISION 2000 for a building of the "Essential" type. In this way, it was inferred that the structural design proposed for module No. 9 of IE No. 10104 CAP Juan Fanning García is valid for both national and international codes.

**Keywords:** Seismic performance, Pushover, static nonlinear analysis.

## I. INTRODUCCIÓN

### **Realidad problemática:**

La tierra es dinámicamente activa, por lo que está constantemente sometida a sismos que se dan de forma cíclica y no pueden ser evitados, siendo los países más afectados, los que se encuentran rodeando al Océano Pacífico, también se le conoce como “Cinturón de fuego del Pacífico” como lo es el Perú. En términos de construcción estos sismos son un problema para las infraestructuras ya que traen consigo una serie de consecuencias que pueden provocar desastres a gran escala, dejando inhabitables estas construcciones y en otras veces llegando hasta el colapso de la misma (Ademir Cuya, 2019).

INDECI en la investigación titulada “Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8.8Mw” nos da a conocer un el escenario ante un sismo de alta envergadura, ante esto las cifras resultantes superaron las 110 313 pérdidas humanas, 2’ 096 824 heridos, 353 497 hogares desechos y 623 882 hogares fuera de servicio, cifras que son realmente alarmantes y que nos indican claramente que nuestro país no se encuentra preparado para este tipo de eventos sísmicos (Instituto Nacional De Defensa Civil , 2017).

Un tema que sigue siendo preocupante en nuestra sociedad es la informalidad en la construcción que se vive en nuestro País, cientos de edificaciones hechas sin un diseño sismorresistente con las condiciones mínimas especificadas en la norma E.030, sumado a esto no cuentan con la supervisión de un profesional, lo cual nos da a entender el poco interés o conocimiento del comportamiento que pueda tener una estructura durante un fuerte terremoto.

En Lambayeque la mayoría de construcciones son del tipo informal y otras que por sus años de antigüedad no han sido evaluadas en todo este tiempo, tal es el caso de la I.E. N°10104 Cap. Juan Fanning García, tiene aproximadamente 165 años de antigüedad y su infraestructura se encuentra en estado deteriorado teniendo columnas, vigas, pisos, techos y paredes de pasadizos se encuentran fisurados y con manchas de humedad, por lo que ante un sismo severo sufriría grandes daños.

Ante esta problemática, es necesaria mejorar la intervención del servicio de la población educativa de la zona conociendo la interacción sismo-estructura empleando métodos sofisticados de manera que ayude a mejorar la vida útil de la estructura, obteniendo un mejor resguardo de vida para evitar el colapso de la edificación sin que haya pérdidas humanas y materiales. Asimismo, debemos apuntar nuestros esfuerzos como ingenieros a conocer e investigar a fondo como este fenómeno daña a las estructuras, tomando en cuenta ciertos factores que ayuden a minimizar estos daños ocasionados por fuerzas internas y/o externas, que actúan en los diferentes elementos estructurales donde las fuerzas sísmicas son las más impredecibles y destructivas. Por lo tanto, la presente investigación pretende llevar a cabo el diseño estructural de la I. E. N°10104 Cap. Juan Fanning García empleando metodología no lineal.

## **Formulación del problema**

### **Problema general**

¿Cuál es el diseño estructural de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García empleando la metodología no lineal?

### **Problemas específicos**

- ¿Cuáles son las características geotécnicas del predio a partir de un estudio de mecánica de suelo?
- ¿Cuál es la mejor propuesta de estructuración para el cumplimiento de las condiciones sísmicas planteadas por la norma E.030?
- ¿Cuál es el desempeño sísmico de la institución educativa empleando un análisis estático no lineal?
- ¿Es necesario plantear nuevamente la estructuración para mejorar el desempeño sísmico de la institución educativa?

## **Justificación**

### **Justificación social**

Un centro de estudios es una edificación muy esencial, y como tal debe estar en óptimas condiciones, ya que es el lugar donde laboran el personal administrativo, personal de limpieza y donde cientos de estudiantes recurren para formarse y ser parte de las nuevas generaciones que satisfagan las necesidades sociales de todo

un país. Por lo tanto, este debe de tener un diseño estructural adecuado que soporte cualquier excitación sísmica que pueda producirse, además de contar con un ambiente propicio, con las condiciones necesarias, para que la comunidad estudiantil y todos los que habiten en ella puedan desarrollarse de forma plena y segura sin temor a una posible falla o colapso de la institución.

### **Justificación práctica**

Los sismos no se pueden predecir, lo que si podemos predecir es el proceder de la estructura frente a este fenómeno. Por ello lo que se busca con esta investigación es aplicar una metodología no lineal para dar a conocer cómo actúa la estructura en general bajo cargas sísmicas, recalcando que esta metodología no está contemplada en la NTP E.030 para diseño sismorresistente, pero si en las normas norteamericanas ATC-40 o FEMA 356.

### **Justificación económica**

Hacer un proyecto de infraestructura siempre demanda un gran presupuesto, tanto para su diseño, ejecución y funcionamiento, más aún si es el caso de un centro educativo donde se busca salvaguardar la vida de sus usuarios, ponerse en un escenario donde la estructura pierda su funcionalidad o quede en ruinas conllevaría a graves pérdidas económicas. Por ende, este presupuesto debe ser bien manejado en los diferentes procesos, debido a que son la base para que la estructura y durante su vida útil tenga un buen comportamiento sino ante eventos sísmicos de gran magnitud.

### **Objetivos**

#### **Objetivo general**

Realizar el diseño estructural de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García empleando la metodología no lineal.

#### **Objetivos específicos**

- Determinar las características geotécnicas del predio a partir de un estudio de mecánica de suelo
- Evaluar la mejor propuesta de estructuración para el cumplimiento de las condiciones sísmicas planteadas por la Norma E.030.

- Evaluar el desempeño sísmico de la institución educativa empleando un análisis estático no lineal.
- Verificar si es necesario plantear nuevamente la estructuración para mejorar el desempeño sísmico de la institución educativa.

### **Hipótesis**

El presente estudio es de carácter descriptivo por lo tanto no se formulará la hipótesis

## **II. MARCO TEÓRICO**

### **2.1. Antecedentes internacionales**

Chile al ser uno de los países que más daño a sufrido debido a fenómenos sísmicos, sus estructuras son cada vez más resistentes gracias a una serie de estudios basados en las experiencias. Bedecarratz Salvadores (2018) en su plan de investigación nos da a conocer lo poco eficientes de los modelos lineales debido a que consideran que la relación esfuerzo- deformación son directamente proporcionales, lo cual difiere de la realidad, ya que al entrar la estructura en un rango no lineal esta tiende al colapso de la misma. Por lo tanto, estimar en que zona del rango se encuentra una estructura durante un terremoto es lo único que puede asegurar un buen nivel de desempeño. Como objetivo del estudio elabora un modelado de un edificio de hormigón armado que sufrió daños producto del sismo del 27 febrero del 2010 para adaptar la metodología del diseño por desempeño, para lo cual se evaluara si el modelo no-lineal hubiera podido anticipar el daño real, para lo cual se hizo una revisión bibliográfica y obteniendo la información útil para la descripción general del edificio y un modelamiento donde se hizo uso del software Perform 3D, luego se elabora un modelo que adiciona las propiedades reales del edificio y una serie de otros modelos que varían con respecto al original comparando diferentes criterios de diseño y así deducir las causas del daño, para el análisis estático no lineal se obtuvieron cuatro modelos (original, de acero pandeable, no acoplado, de punta confianza); también se planteó un modelo dinámico no lineal, mediante este proceso se vio que la estructura no tuvo un correcto comportamiento sufriendo daños en muros dado principalmente por la falta de confinamiento de estos. Como conclusiones que arroja como resultado el análisis estático no lineal de un modelo donde actué correctamente anticipa los daños encontrados en el edificio para el desplazamiento que podría haber tenido, los resultados del análisis dinámico no-lineal son consistentes cuanto hay demandas de desplazamiento en el techo que los registros imponen. Finalmente, aumentar el espesor de los muros y confinar los muros del edificio ayuda a un mejor desempeño y los resultados muestran que ningún muro hubiese presentado daños para las demandas estudiadas en esta tesis.

Para comprender un poco más acerca de cómo se desempeñan las estructuras cuando se les aplica fuerzas sísmicas y sobrepasan el límite elástico. En la investigación hecha por Duarte Bonilla y otros (2017) nos menciona el peligro al que están expuestas muchas edificaciones en El Salvador que no cuentan con diseños apropiados y/o métodos poco eficaces para nuestra época con un estudio poco exhaustivo y otros que simplemente no cuentan con la documentación necesaria como planos de diseño, documentos de su construcción, lo cual complica su evaluación; al presentarse esta situación la probabilidad de que la estructura sufra daños considerables que puedan llegar hasta el colapso de esta frente a un sismo es muy alto. Como objetivo general evaluaron la funcionalidad y comportamiento estructural aplicando el análisis estático no lineal "Pushover" en uno de los edificios pertenecientes a la Universidad de El Salvador, con el fin de cumplir dicho objetivo, usó una metodología cuantitativa donde se obtuvo información anterior al análisis como verificación de definiciones técnicas de los materiales, planos, condiciones existentes en la edificación, se observó las condiciones del estado actual de la edificación, además se hicieron pruebas mecánicas de ensayos de núcleos de concreto y su extracción, verificación de la ubicación del acero de refuerzo y pruebas de martillo de rebote, también se usaron equipos como el pachómetro y software como el SAP2000 a modo de comparación con los cálculos manuales. Como resultados se identificaron que los daños existentes se dieron principalmente en vigas por un agrietamiento que no superó los 0.41mm, se verificó que las medidas de los elementos de la estructura, se alcanzó que la resistencia del concreto fue de 372 y 318 kg/cm<sup>2</sup>, un desplazamiento del cuerpo central del edificio de 15.89cm con un punto de desempeño de fuerza corte de 2523.41 ton conservando el margen de deformaciones en la estructura de 20.59 cm previo al límite de control de daños y de 32.75 cm previo al límite de seguridad de vida. A modo de conclusión nos dice que la edificación cuenta con un comportamiento y función estructural aceptable, donde las fuerzas sísmicas no presentan un riesgo para sus usuarios.

El diseño y análisis no lineal no es aplicable solo a estructuras de concreto armado sino también a estructuras metálicas, como es el caso de una plaza de mercado. Osejo Aguirre (2018) en su proyecto planteó como objetivo el análisis y diseño de

una bodega para el funcionamiento de la plaza de mercado Santa María en el Municipio de Túquerres, Departamento de Nariño, realizando un modelamiento para un análisis sobre los apoyos articulados y sobre los resortes para un análisis inicial y final con ayuda el software SAP 200, para posteriormente se realizar un análisis lineal estático, una comparación con métodos aproximados, el diseño correspondiente, para culminar con un análisis no lineal estático arrojando como resultados finales una ductilidad y un factor de sobre resistencia de 1.72 y 5.18 respectivamente para la dirección X y de 2.20 y 5.00 para la dirección Y. Asimismo en la estructura se obtuvo una cortante elástica de 2537 kN, una cortante de diseño de 1047 kN y un cortante punto de comportamiento de 2537 kN. Tanto para la base como para la cubierta en ambos sentidos para los límites de aplicabilidad del método estático no lineal los efectos no fueron significativos. A modo de conclusiones nos menciona que el diseño de la estructura fue gobernado por el control de desplazamientos lo cual hizo que la capacidad de la estructura sea mayor a lo solicitado manteniéndose dentro de un rango elástico, además se nos dice que la presentación de rotulas plásticas se hace en los componentes fusibles (Vigas y riostras) lo cual quiere decir que el diseño esta correcto en la etapa previa mediante un análisis lineal estático y finalmente al valor de la cortante no se presentan rótulas, por lo que la estructura estará en un rango elástico por lo que sus elementos no perderán su capacidad.

## **2.2. Antecedentes nacionales**

El análisis no lineal es aplicable a muchos tipos de estructuras porque ninguna estructura es inmune a los eventos sísmicos. En el desarrollo de su investigación, Condori Cacñahuaray (2022) afirma que la protección de las edificaciones coloniales en Ayacucho contra daños estructurales y no estructurales causados por eventos sísmicos es una realidad problemática y pretende “Conocer el grado de vulnerabilidad sísmica con la evaluación estructural mediante el análisis estático no lineal pushover, al templo Santa María Magdalena, Ayacucho – 2022”. Los métodos de nivel aplicado y experimental utilizados para describir las propiedades mecánicas de los elementos utilizados en el templo y también realizar una curva de capacidad utilizando un modelo de carga horizontal atribuyéndole monotónicamente al análisis pushover empleando un software. Al analizar las

direcciones X-X e Y-Y, las curvas de capacidad para las orientaciones positiva y negativa según el análisis Pushover dieron como resultado un factor de carga de 0,11 g a 0,19 g y desplazamientos de 0,86 mm a 29,2 mm.

Ayacucho tiene un factor de zona de aceleración máxima del suelo de 0,25 g, por lo que los factores de carga no se encuentran dentro del rango permitido. En consecuencia, se incorporaron muros de apoyo de piedras irregulares que sirvieran como refuerzo estructural, logrando un factor de carga de 3.3g, que superó el factor de carga logrado. Se concluyó que los coeficientes de desplazamiento y carga máxima se determinaron en las curvas de capacidad del análisis Pushover para determinar el comportamiento de la edificación ante un sismo.

Como ingenieros y profesionales de la construcción es muy importante la responsabilidad que se lleva consigo al momento de diseñar edificaciones sismorresistentes. En la tesis elaborada por Marín López (2020) nos comenta la realidad problemática que vive el Perú frente a sismos severos que ocasionan una serie de pérdidas humanas, económicas y materiales, donde los diseños estructurales en base al desempeño sísmico establecen un solo nivel de desempeño sin que el daño sea cuantificado como en la Norma E-0.30, donde la mayoría de veces se diseña en base a un análisis elástico aun cuando en la mayoría de los casos la deformaciones son del tipo inelásticas, para esto lo que se debería hacer es diseñar para las diversas demandas de sismo bajo un desempeño sismorresistente. Como objetivo principal se planteó definir el nivel desempeño sísmico de un edificio multifamiliar usando el análisis Pushover. Respecto al método de tipo aplicada, de diseño no experimental, de tiempo transversal, de nivel explicativo y con enfoque cuantitativo, los edificios multifamiliares del distrito de Jesús María fue la población establecida y como muestra un edificio multifamiliar de 4 niveles más un semisótano. Como resultados se obtuvo que a partir del análisis Pushover la estructura tendrá un comportamiento aceptable para diversas demandas sísmicas. Se concluyó que para edificaciones descritas en las normas antes mencionadas tiene como prioridad resguardar la vida humana eludiendo el colapso de estructuras ante eventuales sismos moderados y graves, logrando una capacidad estructural para la dirección X e Y de 750 tn y 490.06 tn respectivamente.

El gran rol que tienen los ingenieros civiles al momento de desarrollar diseños antisísmicos para cualquier tipo de estructuras es de vital importancia, Gil Guzmán y Jave Picón (2018) centra su diseño en el sistema aporticado de estructuras que cuentan con aisladores de base con el fin de que estas puedan disipar la energía y tengan un óptimo desempeño y la vida útil proyectada contrarrestando cualquier amenaza producida por sismos. Como objetivo se decretó el factor de resistencia estructural incluyendo el tipo en la ciudad de Trujillo donde se hizo el análisis, diseño y finalmente el control de 18 modelos estructurales para el tipo de sistema antes mencionado, asimismo se empleó la técnica del PUSHOVER para conseguirla curva de capacidad de la estructura y bilineal, se usó métodos estadísticos para obtener valores que se encuentren dentro de un intervalo factible entre los factores de resistencia; todo este análisis fue posible gracias al software ETABS que fue verificado mediante cálculos manuales. Como resultados se obtuvo que tanto los cálculos en el programa y cálculos manuales difieren en un 0%, respecto a las distorsiones en los tipos empotrados, guardan relación con los parámetros de rigidez mencionados en la Norma Técnica E-0.30. Las edificaciones en mención cambiaron sus características dinámicas, así como el desempeño sísmico, al incorporar aisladores base, cumpliendo el propósito de reducir las distorsiones en un gran porcentaje. Se concluyó que la capacidad para las estructuras estudiadas para los índices de fuerzas pertenece a la estructura aislada para posteriormente ubicarse en la estructura empotrada. De tal forma que sirve para monitorear la deformación de desempeño de la estructura, teniendo en cuenta que las secciones se agrietan progresivamente, por ende, se producen desplazamientos cuantiosos.

Mayhua (2018) en su estudio realizó el diseño estructural de una edificación de 5 niveles empleando la metodología basada en desempeño sísmico. El autor inicialmente planteó la estructuración óptima considerando el sistema estructural que mayor resistencia y rigidez aporta a la edificación. Por consiguiente, se evaluó y diseño los elementos resistentes de la edificación considerando los códigos nacionales E.020, E.030 y E.060. El siguiente paso consistió en aplicar la metodología estática no lineal considerando los códigos ATC-40 y VISION 2000, con ello el autor buscó validar el diseño estructural planteado inicialmente para

determinar si requiere una reestructuración. Los resultados mostraron que la estructuración planteada inicialmente al evaluarla con la normativa E.030 presentó una deriva 0.0065, por lo que cumple con la deriva límite de 0.007. De la aplicación de la metodología Pushover se determinó que el nivel sísmico encontrado para una amenaza sísmica rara y muy rara fueron de “Seguridad de vida” y “Cerca al colapso”. Se concluyó en base a los resultados obtenidos que la estructuración planteada inicialmente presentó un comportamiento adecuado, por lo cual no se planteó una reestructuración. Asimismo, se evidenció que los niveles de desempeño cumplieron con los requisitos básicos de las normativas internacionales.

### **2.3. Antecedentes locales**

El departamento de Lambayeque está integrado en la zona 4, según la Norma Técnica E.030 esta es una zona es muy susceptible a sismos de gran magnitud. En la tesis “Evaluación del desempeño estructural utilizando el análisis no lineal de la I.E. 10202 “Virgen de la Paz” – Pacora” Cienfuegos Villanueva(2022) plantea como objetivo principal evaluar el comportamiento estructural mediante el análisis no lineal con fines de reforzamiento de la I.E. 10202 “Virgen de la Paz”, este trabajo tuvo como finalidad saber cómo se comporta la estructura en general bajo cargas de sismo de manera que sea segura para todos sus usuarios, para este trabajo se hizo uso de diferentes técnicas y herramientas como el uso del Software ETABS, se usaron tesis, artículos, libros, revistas, normas; también se recopiló información del proyecto como planos, cálculos, memorias arrojando como resultados para el módulo 1 cortantes últimas de 238.28 tn y 471.78 tn con desplazamientos de 15cm y 5cm para las direcciones X e Y respectivamente, Alcanza el rendimiento de protección de la vida de las personas; para el módulo 02 se obtuvo cortantes de 357.48 tn y 201.02 tn con desplazamiento de 5cm y 13.5 respectivamente para direcciones X e Y, alcanzando niveles de desempeño operativo para sismicidad máxima. Se concluyó de la investigación que los elementos estructurales y no estructurales conservan un margen ante el colapso excluyendo así cualquier tipo de reforzamiento.

Edificaciones esenciales como lo son las instituciones educativas son muy estudiadas a nivel local dado su nivel de importancia. Correa Cervantes (2019) establece como objetivo general comprobar el diseño sismorresistente del Bloque 02 de aulas del colegio militar Elías Aguirre- Chiclayo, en este estudio se empleó una metodología descriptiva, para contrastar la información se usó la técnica de la observación y para su análisis se llevó a cabo un modelamiento mediante el Software Etabs. Como resultados se obtuvo 0.006 cm de desplazamiento por cada t de cortante que actúa sobre la estructura en la dirección X que fue el sentido más desfavorable, cuando la cortante fue de 501.33 Tn el módulo alcanzó su punto de fluencia y llegó a un desplazamiento que no superó los 4.67 cm en el eje x-x y para el sentido y-y se obtuvo una cortante basal de 781.45 Tn y un desplazamiento de 2.18 cm. Se concluyó que el nivel de desempeño sísmico del módulo en estudio es el esperado, el investigador asegura que el nivel de desempeño es operacional, en cuanto a los puntos de falla identificados en el sentido de análisis donde el desempeño es operacional, se ha verificado y modificado el diseño para elevar el nivel a un desempeño sísmico a totalmente operacional en ambos sentidos.

### **Bases teóricas**

- **Desempeño sísmico**

El volumen total de la estructura se ve afectado por la resistencia., deformación de sus elementos individuales y ductilidad. Para establecer las capacidades que se encuentran entre los rangos inelásticos, se solicitan análisis no lineales. La demanda ocasionada por los sismos origina patrones complejos de desplazamiento horizontal en estructuras que cambian con los años. Esta demanda para un nivel de sismo y una estructura es una valoración de la respuesta máxima que se estima. El desempeño de la estructura se ubica al determinar la curva de capacidad y el desplazamiento de la demanda (Applied Technology Council-40, 1996).

- **Análisis Sísmico Estático:**

(Reglamento Nacional de Edificaciones E-030, 2018) Se refiere a un sismo causado por un conjunto de fuerzas horizontales aplicadas al nivel de una estructura.

- **Análisis estático no lineal**

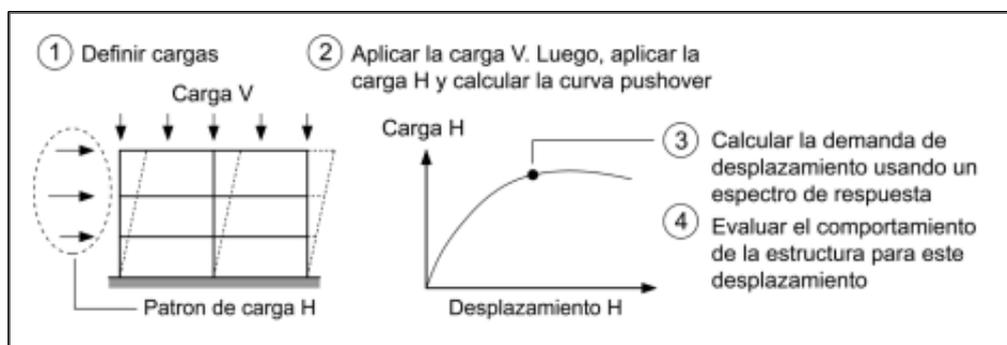
También denominado Pushover, viene hacer la metodología donde muestra el comportamiento de una estructura conforme se aumenta un patrón de fuerzas laterales semejantes a los sismos o a los desplazamientos que estos producen, independientemente del tiempo. Estas pueden ser de forma parabólica, siguiendo la forma del primer modo de vibración de la estructura, triangular invertida o uniforme en todos los pisos, las cuales son usadas hasta lograr su capacidad última o el colapso (Chuquicahua Zelada, 2020).

Este análisis nos muestra las rótulas plásticas que se presentan producto de aplicar cargas laterales a los elementos estructurales, asimismo relaciona la demanda sísmica con la capacidad estructural; la demanda sísmica que está en función de las propiedades de la edificación, la amenaza sísmica, localización y la capacidad estructural que está dada en base a su rigidez, resistencia y deformación (Orihuela Ayala & Orihuela Tolentino, 2021).

- **Pushover**

También conocido como "hacer caer", como en la definición anterior, tiene como objetivo determinar las condiciones bajo las cuales una estructura puede colapsar en un sismo, se toman en cuenta ciertos procedimientos e indicadores, como energía de deformación, en donde la deformación lateral debido a las cargas laterales sin considerar las cargas verticales en lugar de estas cargas, se consideran cargas incrementadas en toda su distribución (Orihuela Ayala & Orihuela Tolentino, 2021).

**Figura 1** *Proceso de análisis pushover para evaluación sísmica*



*Nota.* Tomado de Lourenco, Greco , Barontini , Ciocci, y Karanikoloudis, 2020.

- **Desplazamiento**

Es cuando la colocación de los puntos permanece estable entre sí, pero cambian en relación a un punto externo (Blas Francia & Sosa Altamiza, 2019).

- **Ductilidad**

Es la capacidad de una estructura para tener deformaciones posteriores a su rendimiento inicial sin presentar alguna reducción significativa en la resistencia última. En la práctica del diseño sismorresistente, este término se usa para estimar el desempeño sísmico de estructuras, señalando la cantidad de energía sísmica que puede disiparse a través de deformaciones plásticas (Portal Mideros, 2022).

**Figura 2** Tipos de ductilidad

Ductility types	Schematic representation	Definition
Material (axial) ductility		$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$
Cross-section (curvature) ductility		$\mu_\chi = \frac{\chi_u}{\chi_y}$
Member (rotation) ductility		$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
Structure (displacement) ductility		$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}$

Nota. Tomado de Gioncu, 2000.

- **Rotula plástica**

Pertenece a un estado plástico que adquieren las denominadas fibras estructurales, en el momento en que la sección transversal genera una articulación. Es denominada también articulación plástica, la cual representa un instrumento de amortiguación de energía, el cual posibilita la rotación de la deformación plástica (Blas Francia & Sosa Altamiza, 2019).

- **Cargas laterales**

Es un factor importante que se distribuye en todo lo alto de la parte lateral, existen 3 distribuciones de carga utilizadas: usar la forma del primer modo de la edificación, la triangular invertida que usan todos los códigos de diseño sísmico y una distribución uniforme (Chuquicahua Zelada, 2020).

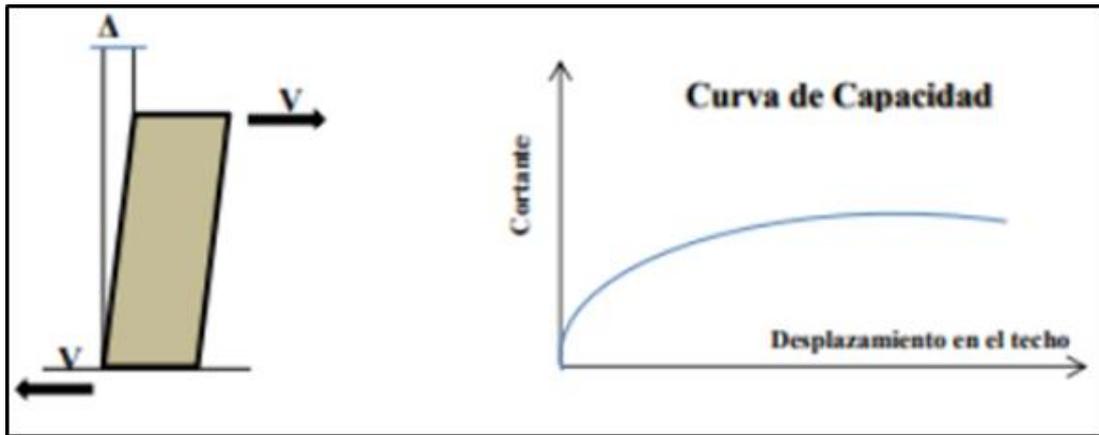
- **Análisis modal**

Determina los modos de vibración en una estructura. Nos ayudan a comprender como se comporta la edificación. También, se puede usar como fundamento en una superposición modal en respuestas al espectro y en ocasiones de análisis modal a lo largo del tiempo (Torres Contreras, 2017).

- **Curva de capacidad**

Considera que la estructura es dependiente de su resistencia y también de la capacidad de deformación de los elementos estructurales de forma individual, de concreto y de acero, tomando en consideración la combinación de los dos. El propósito de conseguir la curva de capacidad es que se obtiene la capacidad última y fluencia de la estructura (Paredes Azaña, 2016).

**Figura 3** Curva de capacidad



Nota. Tomado de Paredes Azaña, 2016.

- **Obtención de la capacidad de la estructura**

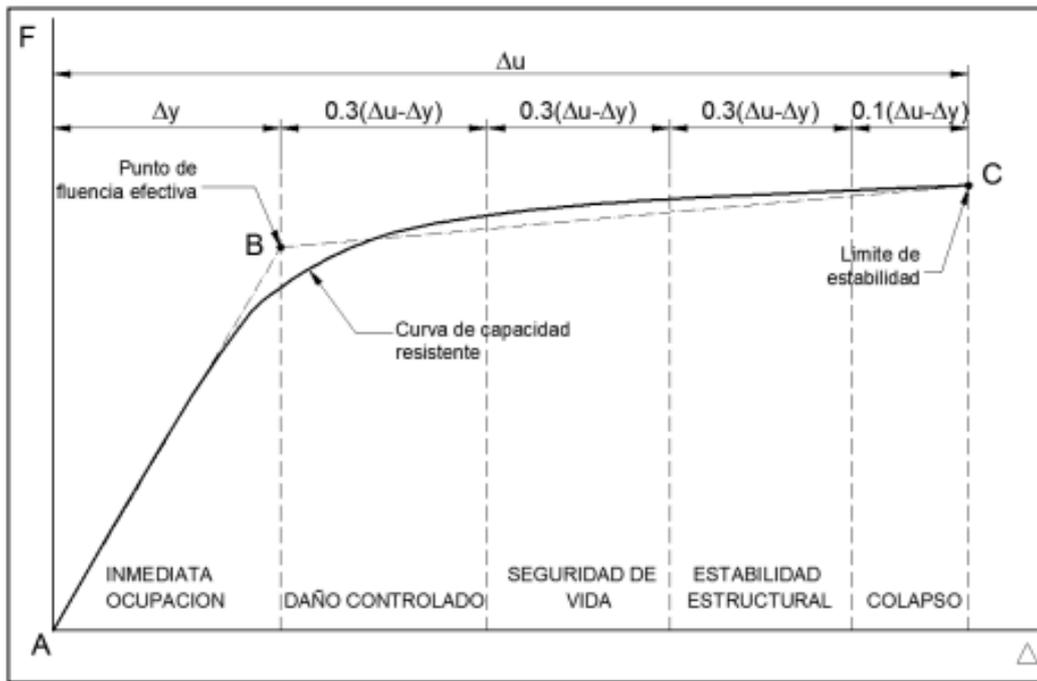
Se da a conocer mediante gráficos de curvas de capacidad que se obtienen a partir de un análisis Pushover (análisis estático no lineal), se puede realizar con ayuda de software como el ETABS tomando en cuenta tres patrones de carga que son el patrón modal, de masas y triangular invertido (Medina & Music, 2018).

### **Niveles de desempeño**

Abarca aspectos como el nivel de daño en elementos estructurales como no estructurales, además de la seguridad y riesgos que puedan ocasionar en su correcta funcionalidad y la exposición de sus ocupantes para diferentes niveles de sismo, estos niveles de desempeño están normados bajo normas internacionales dentro de los cuales se pueden podemos identificar:

- Totalmente operacional: el daño ocasionado a la estructura o ajena a esta es despreciable o simplemente no existe.
- Operacional: el daño es mínimo, pero ya se muestran agrietamientos.
- Seguridad de vida: existe un daño moderado que se traduce en la pérdida de resistencia y pérdida de rigidez de los elementos bajo cargas laterales.
- Próximo al colapso: los daños son considerables, la estructura puede volverse inhabitable al punto de demoler el edificio.
- Colapso: el nivel de daño es irreparable.

**Figura 4 Niveles de desempeño**



*Nota.* Tomado de SEAOC, 1995.

- **Riesgo sísmico**

Probabilidad en la que una edificación pueda tener un desperfecto causado por el impacto de un peligro, en un tiempo y localización determinada (Chuquichua Zelada, 2020).

Riesgo Sísmico = Peligro Sísmico x Vulnerabilidad

- **Vulnerabilidad sísmica**

Es la falta de resistencia frente a un sismo, por las diversas condiciones y el estado en el que se encuentra la edificación (Chuquichua Zelada, 2020).

- **Peligro sísmico**

Es la posibilidad que ocurra un acontecimiento sísmico en una determinada área con una misma intensidad o mayor a lo establecido. Esto se encuentra sujeto a la vida útil de la estructura, de una probabilidad de excedencia y del periodo de retorno (Chuquichua Zelada, 2020).

**Figura 5** Factores de zonificación en el territorio peruano

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

*Nota.* Tomado de NTE- E.030.

- **Reglamento Nacional de Edificaciones. NTE-E.030: Diseño Sismorresistente.**

Encargada de dar las mínimas condiciones y los parámetros para el diseño sismorresistente de las edificaciones señalando que deben estar concorde a evitar el colapso de la estructura y tampoco ocasionar consecuencias severas a los habitantes, aunque sí podrían tener desperfectos importantes a causa de sismos graves (Ministerio de Vivienda y Construcción, 2019).

- **Seismic Performance Assesment of Building FEMA 356. United States.**

Norma que establece las directrices para evaluar los parámetros sísmicos, asimismo los lineamientos y requerimientos que desarrolla la metodología del diseño sísmico por desempeño (FEMA 356, 2000).

- **Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. ATC40. State of California.**

Norma que implanta los múltiples lineamientos y objetivos para el desempeño de edificios para manejar el riesgo sísmico de las mismas (Seismic Safety Comission, 1996).

### **III. METODOLOGÍA**

#### **3.1. Tipo y diseño de investigación**

Esta investigación es de tipo descriptivo aplicada con diseño no experimental debido a que utiliza los conocimientos científicos, medios (métodos, protocolos y tecnologías) por medio de estos se pueden cubrir las exigencias reconocidas y específicas.

#### **3.2. Aspectos a considerar**

- **Análisis no lineal:**

**Definición Conceptual:** Es la relación entre el desplazamiento y la fuerza, donde se utiliza el comportamiento inelástico de los materiales para obtener el comportamiento de la estructura, aplicándose de manera vertical las fuerzas en el análisis estructural, creando rótulas plásticas o grietas (Lourenco, 2020).

**Dimensiones:** Proceso de análisis, capacidad estructural, desempeño sísmico.

**Indicadores:** Comportamiento de materiales, aplicación de cargas laterales, comportamiento inelástico rótulas plásticas, curva de capacidad, puntos de desempeño.

**Definición Operacional:** Evaluación del desempeño sísmico ante el comportamiento tenso-deformación de la estructura (NTP E.030, 2018).

- **Diseño estructural:**

**Definición conceptual:** Es aquel que proporciona una seguridad óptima a un sistema estructural ante la presencia de estados de falla (Meli, 2002).

**Dimensiones:** Comportamiento estructural y sísmico.

**Indicadores:** Deformaciones, derivas, ductilidad, puntos de desempeño, nivel de daño estructural, movimientos sísmicos de diseño.

**Definición Operacional:** Requerimientos mínimos y criterios para el análisis y diseño de concreto armado. (NTP E.060).

### **3.3. Población, muestra y muestreo**

#### **Población**

La población está constituida por las Instituciones Educativas del Distrito de Lambayeque.

#### **Muestra**

La muestra elegida es la I.E. N°10104 Cap. Juan Fanning García Lambayeque – Lambayeque 2022.

#### **Muestreo**

El muestro fue no probalístico, por conveniencia siendo la infraestructura elegida la I.E. N°10104 Cap. Juan Fanning García.

### **3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

Se hizo uso de la observación directa, que nos brindará información de forma visual para poder verificar lo que se quiere conocer, percatándose de la realidad de los hechos para poder describirlos, interpretarlos y explicarlos, para que en base a esto se pueda desarrollar las acciones necesarias según los objetivos que se quieran perseguir y enfocar la unidad de observación (Guillermo Campos & Lule Martínez, 2012).

Para hacer posible la investigación se revisó la literatura existente, recabando información veraz existente en las diferentes bases de datos como el expediente técnico de la infraestructura, antecedentes, marco teórico y conceptos relevantes que nos permitan una interpretación y un análisis más profundo y detallado del tema, también se emplearon instrumentos tales como fichas técnicas para la recolección y registro de datos importantes en campo, en cuanto a softwares para el análisis de la estructura se utilizó el software ETABS.

### **3.5. Procedimiento**

La investigación se realizó considerando los siguientes puntos:

Se tomó en consideración un módulo de la I.E. N°10104 Cap. Juan Fanning García; por tal motivo, se evaluó el módulo 9 del colegio para realizar el diseño estructural. El diseño estructural fue realizado considerando los lineamientos de las normativas del Reglamento Nacional de Edificaciones, para ello se empleó el código E.020, E.030 y E.060.

El análisis estático no lineal para validar el desempeño sísmico de la estructura fue evaluado considerando los lineamientos de las normativas internacionales ASCE/SEI 41-13 y VISION 2000.

#### **3.5.1. Ubicación**

##### **Ubicación geográfica:**

La provincia de Lambayeque se ubica en la costa norte del Perú, y sus coordenadas geográficas se encuentran aproximadamente entre 5°28'36" y 7°14'37" latitud sur y 79°41'30" y 80°37'23" oeste longitud Meridiano de Greenwich, específicamente al noroeste y este de Lambayeque; a la izquierda del río Lambayeque aproximadamente con altura de 18 m.s.n.m. El pueblo de Chiclayo está a 11,4 km.

##### **Colindantes:**

Norte : Calle Atahualpa

Sur : I.E.I 203 Y calle Emiliano Niño

Este : Calle Junín

Oeste : Pasaje padre Javier Aniz

##### **Área de Estudio:**

Como primera actividad se observa el terreno realizando el recorrido de toda la extensión del área de estudio, encontrando que el estado actual de la infraestructura a intervenir se encuentra en avanzado estado de deterioro por el paso de los años, también presenta daños estructurales, grietas, etc. Los servicios básicos, tienen signos visibles de averías y desgaste en la mayoría de sus componentes.

Como construcciones aledañas a la I.E.P. Juan Fanning García, se encuentra la I.E.I 203, entidad de educación inicial, cuya construcción colinda con el cerco perimétrico del área en estudio.

Las colindancias son: al lado norte, con la calle Atahualpa, al sur con la calle Emiliano Niño, al este, con la Calle Junín y al oeste con Institución educativa 203. Siguiendo con el reconocimiento del terreno, se precedió a ubicar los vértices de la poligonal básica con la finalidad de tener una visibilidad entre los vértices, que se han ubicado en puntos estratégicos dentro del área de la I.E. JUAN FANNING GARCIA.

A continuación, se detalla el perímetro y área de toda la I.E. JUAN FANNING GARCIA.

- Área: 0.46813 ha
- Perímetro: 303.59 m

### **3.5.2. Estudio de Mecánica de suelo**

Mediante este estudio se determinó el estado actual de los suelos, la formación de capas, las propiedades físicas, mecánicas del suelo y la capacidad portante o capacidad permisible. Estos estudios se realizan en campo y esencialmente está regida por la Norma- E.050 de "Suelos y cimentaciones". En las siguientes figuras se detallan las pautas que toma en consideración el código E.050 para determinar las características del suelo según las condiciones del sitio.

La siguiente figura permite determinar el número mínimo de calicatas que se deben realizar según el tipo de edificación que se esté analizando.

**Figura 6** Tipo de edificación según el número de niveles

TABLA 1 TIPO DE EDIFICACIÓN U OBRA PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN (TABLA 6)					
DESCRIPCIÓN	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS • (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	III	III	III	II
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	III	III	II	I
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	II	I	---	---
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	I	---	---	---
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	I	I	I	I
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	II	I	I	I
- Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura	> 9 m de altura		
		II	I		
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA		III			
INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS.		IV			

*Nota.* Tomado de Norma E.050, 2018.

Sabiendo el tipo de sistema estructural que emplearemos, procedemos a determinar según la siguiente figura de la Norma E.050 cuántas calicatas debemos tener para nuestro estudio de mecánica de suelo.

**Figura 7** N° de puntos de exploración según tipo de edificación

TABLA 6 NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACION	
Tipo de edificación u obra (Tabla 1)	Número de puntos de exploración (n)
I	uno por cada 225 m <sup>2</sup> de área techada del primer piso
II	uno por cada 450 m <sup>2</sup> de área techada del primer piso
III	uno por cada 900 m <sup>2</sup> de área techada del primer piso*
IV	uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada hectárea de terreno por habilitar

*Nota.* Tomado de Norma E.050, 2018.

Conociendo los puntos para la exploración y tener fijado donde se ubicarán muestras calicatas calculamos la profundidad de las mismas.

**Figura 8** Profundidad “p” mínima para cada punto de exploración

EDIFICACIÓN SIN SÓTANO:  
$$p = D_f + z$$

EDIFICACIÓN CON SÓTANO:  
$$p = h + D_f + z$$

Donde:

*Nota.* Tomado de Norma E.050, 2018.

Ya realizando las labores en campo identificamos las capas y se extrajo muestras de cada calicata, identificados los estratos se obtuvieron 2 tipos de muestras, el primero se guarda en una bolsa sellada para que no se escape la humedad natural, y el otro se coloca en costales, para ser llevados al laboratorio y estos sean analizados.

### **3.5.3. Arquitectura del proyecto**

A continuación, se detalla la arquitectura general del proyecto que fue considerada para el diseño de los módulos analizados.

#### **Primer Piso**

Cuenta con un ingreso principal, para el alumnado, personal administrativo, padres de familia. Ingresando tenemos un ambiente de guardianía + ss. hh; en la parte central derecha, se encuentran tres módulos, el primer módulo, consta de 3 aulas pedagógicas junto con escalera, el segundo módulo, consta de 1 aula pedagógica junto con servicios higiénicos para hombres, mujeres y discapacitados, el tercer módulo, consta de 1 aula pedagógica junto con escalera.

A la derecha tenemos un cuarto módulo, consta de 1 aula pedagógica, un taller creativo, cuarto de conectividad y el A.I.P junto a una escalera.

En la izquierda tenemos, un quinto módulo consta del comedor, cocina, un sexto módulo, encontrándose, la zona administrativa que consta de una dirección, secretaria, sala de reuniones, personal de bienestar, archivo, tópico, área de implementos deportivos, un séptimo módulo, consta de un almacén general, un octavo módulo, consta de 1 aula pedagógica junto con escalera y un noveno módulo, consta de 3 aulas pedagógicas.

A la vez, cuenta con un ingreso secundario por la calle Junín donde se encuentra la losa deportiva, el patio principal y un bloque de servicios donde se encuentra un cuarto de tableros.

### **Segundo Piso**

Para acceder al segundo nivel de los módulos 1 y 3, lo hacemos por las 3 escaleras integradas planteadas, ahí encontramos los ambientes 05 aulas pedagógicas, servicios higiénicos para hombres, mujeres y discapacitados, biblioteca escolar.

Para acceder al segundo nivel del módulo 4, lo hacemos por una escalera en forma de L, ahí encontramos una sala de usos múltiples la cual se conecta por un puente hacia el segundo nivel de los bloques 1,2, 3 y 4.

Para acceder al segundo nivel del bloque 8, lo hacemos por una escalera integrada, ahí encontramos los ambientes 04 aulas pedagógicas.

En las siguientes tablas se detallan las áreas para cada módulo y nivel.

**Tabla 1***Ambientes Proyectados para el primer nivel*

MÓDULO 01 – AULAS, ESCALERAS	231.19 M2
MÓDULO 02 – AULA Y SSHH	147.66 M2
MÓDULO 03 – AULA, ESCALERA	101.00 M2
MÓDULO 04 – TALLER CREATIVO, A.I. P	253.55 M2
MÓDULO 05 – COMEDOR, COCINA	75.62 M2
MÓDULO 06 - ADMINISTRACIÓN	122.88 M2
MÓDULO 07 – ALMACÉN GENERAL	37.65 M2
MÓDULO 08 – AULA, ESCALERA	131.72 M2
MÓDULO 09 – AULAS	257.17 M2
CIRCULACION	244.98 M2
LOSA DEPORTIVA	536.19 M2
<b>AREA PARCIAL PRIMER PISO</b>	<b>2 573.91 M2</b>

*Nota.* Elaboración propia.

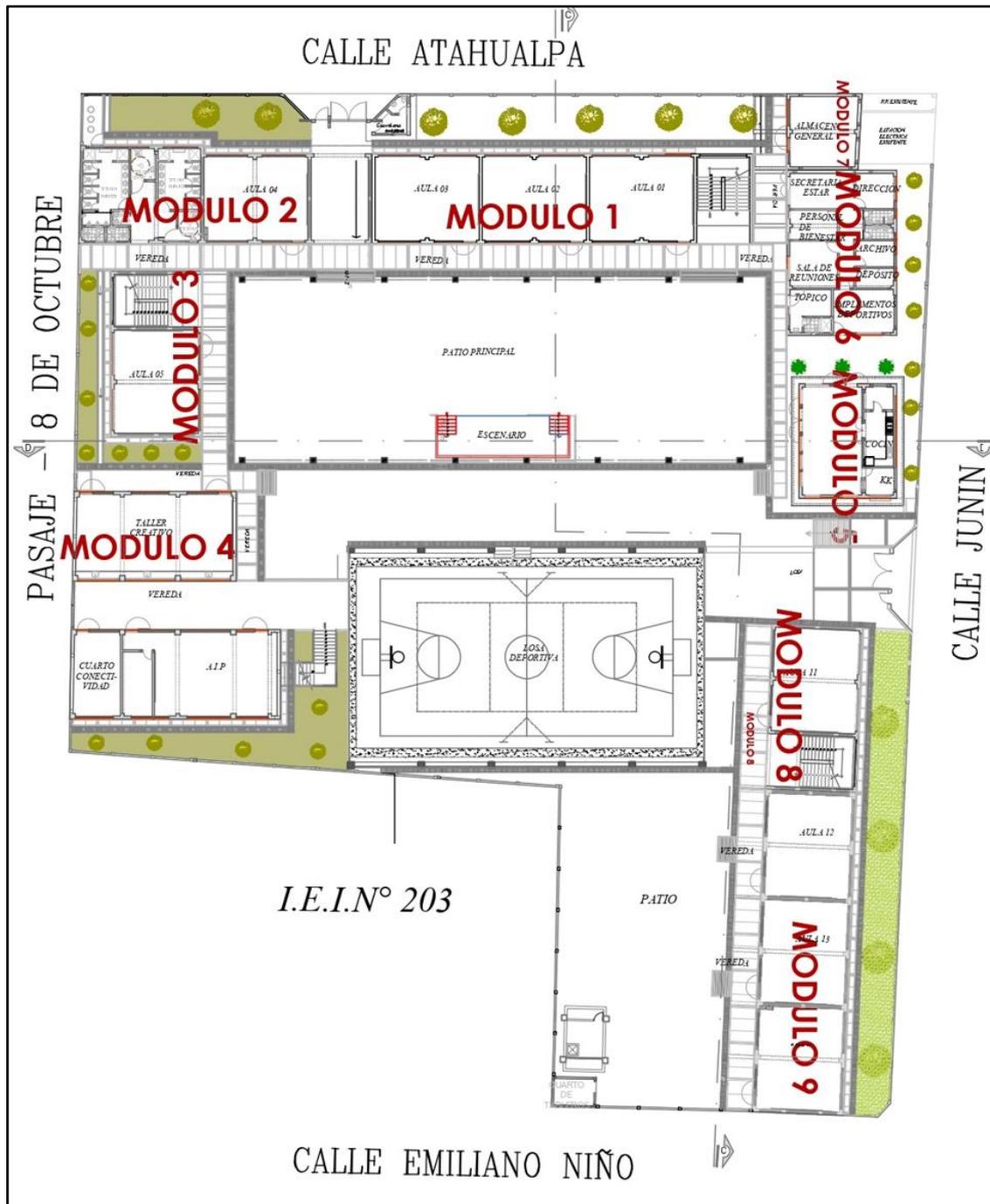
**Tabla 2***Ambientes Proyectados para el segundo nivel*

MÓDULO 01 – AULAS, ESCALERAS	231.19 M2
MÓDULO 02 – AULA Y SSHH	147.66 M2
MÓDULO 03 – AULA, ESCALERA	101.00 M2
MÓDULO 04 – SUM	253.55 M2
MÓDULO 06 - BIBLIOTECA ESCOLAR	122.88 M2
MÓDULO 07 – SALA DE PROFESORES	37.65 M2
MÓDULO 08 – AULA, ESCALERA	131.72 M2
<b>AREA PARCIAL SEGUNDO PISO</b>	<b>1,503.78 M2</b>

*Nota.* Elaboración propia.

En la siguiente figura se muestra una vista general de arquitectura del proyecto para la institución educativa.

**Figura 9** Plano de distribución de la Institución Educativa



Nota. Elaboración propia.

Para el diseño estructural se realizó únicamente en el módulo N°9 con lo cual a continuación se detalla los procedimientos empleados para cumplir con los objetivos planteados.

### 3.5.4. Normativas empleadas

Para el análisis y diseño de los módulos 1 y 9 de la institución educativa N°10104 Cap. Juan Fanning García se ha usado las siguientes normativas.

- Código (E.020) “Cargas”
- Código (E.030) “Diseño sismorresistente”.
- Código (E.050) “Suelos y cimentaciones”.
- Código (E.060) “Concreto armado”.

Por otra parte, para determinar el desempeño sísmico mediante el análisis no lineal estático se usaron las siguientes normativas.

- Estándar ASCE/SEI 41-13 “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”.
- Estándar SEAOC (1995) “Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings, Vision 2000”.

### 3.5.5. Dimensionamiento de los elementos estructurales

Se detallarán las dimensiones de los elementos estructurales de los módulos involucrados.

#### Módulo 09

En las siguientes tablas se detallan las dimensiones de los elementos estructurales para el modulo N° 9.

**Tabla 3**

*Columnas – Modulo N° 9*

Descripción	Base (m)	Altura (m)
Columna 01	0.23	0.30
Columna L (C02)	0.50	0.50
Columna T (C03)	0.70	0.50

*Nota.* Elaboración propia.

**Tabla 4***Vigas – Modulo N° 9*

<b>Descripción</b>	<b>Base (m)</b>	<b>Altura (m)</b>
Viga 101	0.25	0.50
Viga 102	0.23	0.50
Viga 103	0.30	0.60
Viga A 01	0.15	0.30

*Nota.* Elaboración propia.**Tabla 5***Muros de albañilería y de concreto armado – Modulo N° 9*

<b>Descripción</b>	<b>Espesor (m)</b>
Muro de albañilería	0.23
Muro de albañilería 01	0.25
Muro de albañilería 02	0.30

*Nota.* Elaboración propia.**Tabla 6***Losas – Modulo N° 9*

<b>Descripción</b>	<b>Espesor (m)</b>
Losa aligerada	0.20

*Nota.* Elaboración propia.**3.5.6. Modelamiento estructural**

Para el modelamiento estructural de la edificación se usó el software de cálculo ETABS 2018, donde también se analizó y diseño todas las componentes de los módulos.

En primer lugar, se asignó los materiales de los elementos a tener consideración en el software. A continuación, se detalla los materiales empleados en ETABS 2018.

**Figura 10** *Concreto 210*

General Data	
Material Name	Concreto $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 <input type="button" value="Change..."/>
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	2.4 tonf/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	0.244732 tonf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2173706.51 tonf/m <sup>2</sup>
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	905711.05 tonf/m <sup>2</sup>

*Nota.* Elaboración propia.

**Figura 11** *Concreto 280*

General Data	
Material Name	Concreto $f_c=280$ kg/cm <sup>2</sup>
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 <input type="button" value="Change..."/>
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	2.4 tonf/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	0.244732 tonf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2509980.08 tonf/m <sup>2</sup>
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	1045825.03 tonf/m <sup>2</sup>

Design Property Data	
<input type="button" value="Modify/Show Material Property Design Data..."/>	

*Nota.* Elaboración propia.

**Figura 12 Acero estructural 4200**

**General Data**

Material Name	Acero fy=4200 kg/cm2
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	<span style="background-color: blue; color: blue;"> </span> Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	7.85	tonf/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	0.800477	tonf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E	20000000	tonf/m <sup>2</sup>
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117	1/C

*Nota.* Elaboración propia.

**Figura 13 Albañilería f'm65**

**General Data**

Material Name	Albañilería f'm=65 kg/cm2
Material Type	Masonry
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	<span style="background-color: blue; color: blue;"> </span> Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	1.4	tonf/m <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	0.14276	tonf-s <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>

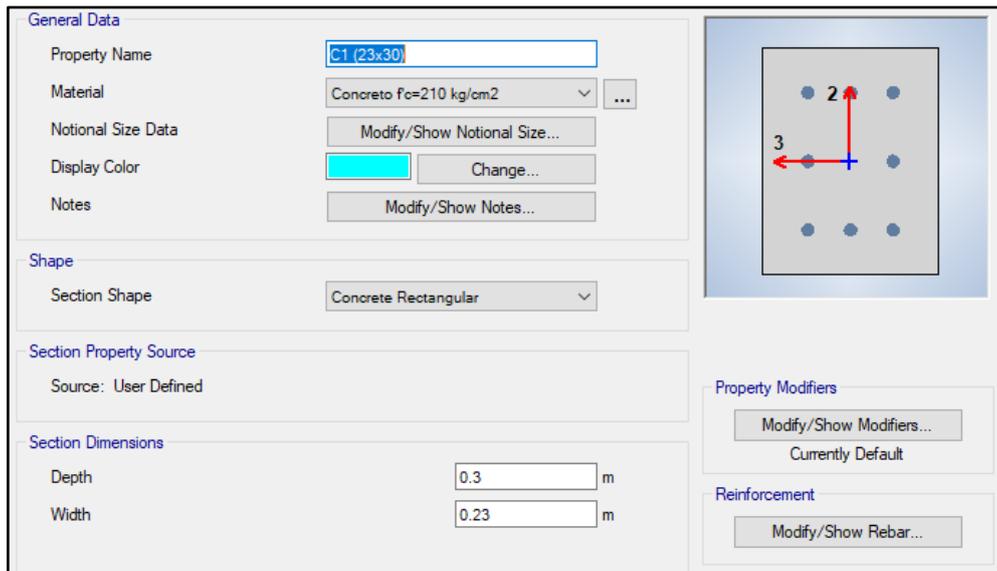
**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E	325000	tonf/m <sup>2</sup>
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000081	1/C
Shear Modulus, G	135416.67	tonf/m <sup>2</sup>

*Nota.* Elaboración propia.

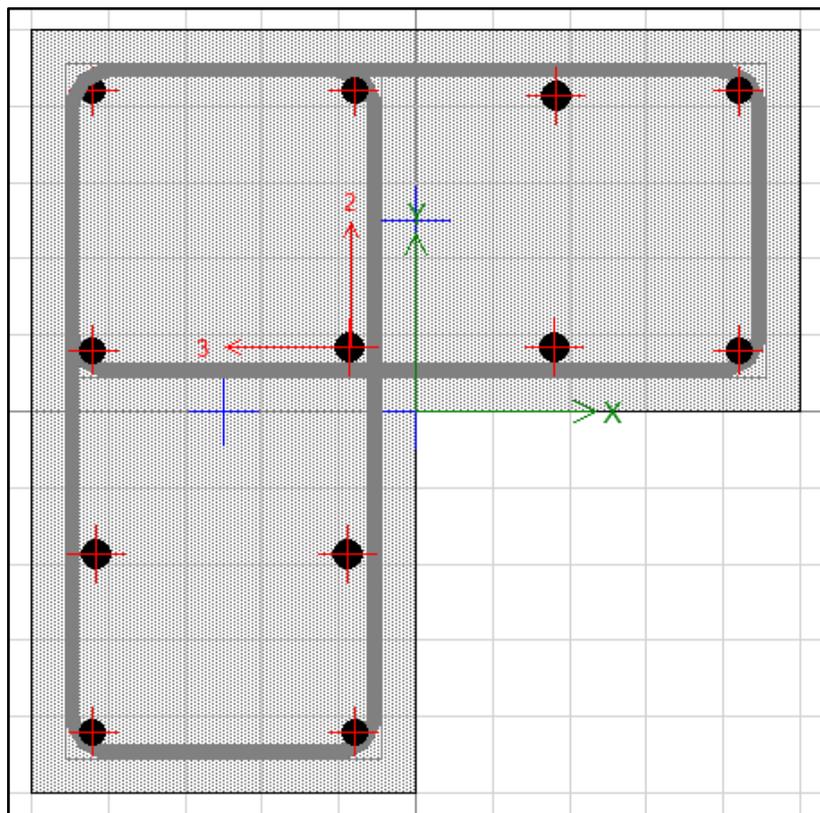
De igual forma, se incorporó las secciones de los elementos estructurales en el software Etabs 2018. A continuación, se detalla las secciones de las columnas.

**Figura 14** Columna de 23 x 30 cm



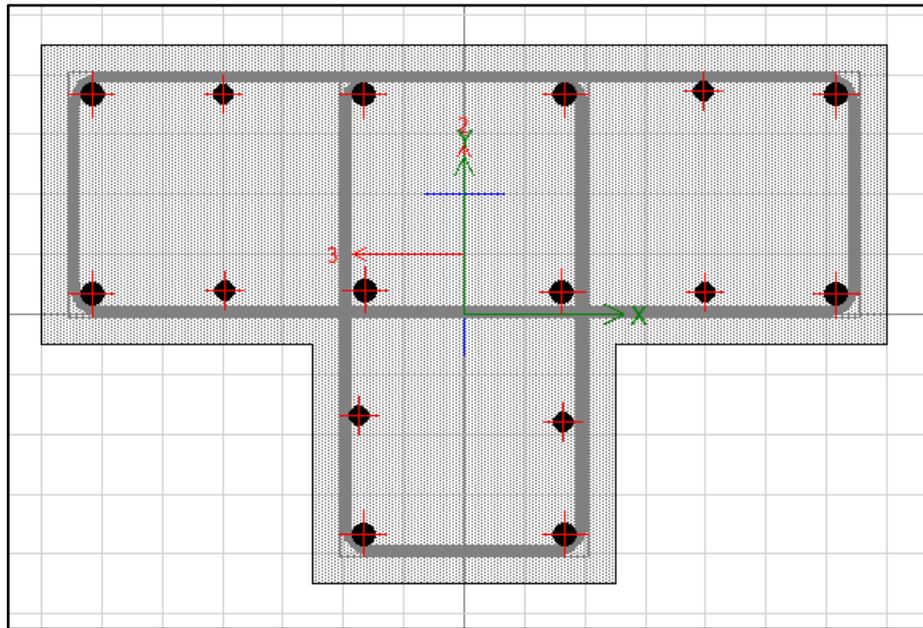
*Nota.* Elaboración propia.

**Figura 15** Columna en L



*Nota.* Elaboración propia.

**Figura 16** Columna en T



*Nota.* Elaboración propia.

En las siguientes ilustraciones se detalla las secciones de vigas empleadas para el modelamiento de la edificación.

**Figura 17** Viga del eje X de 25 x 50 cm

<b>General Data</b>		
Property Name	V101 (25x50)	
Material	Concreto $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...	
Display Color	<span style="background-color: blue; color: white;"> </span> Change...	
Notes	Modify/Show Notes...	
<b>Shape</b>		
Section Shape	Concrete Rectangular	
<b>Section Property Source</b>		
Source:	User Defined	
<b>Section Dimensions</b>		
Depth	0.5 m	
Width	0.25 m	
<b>Property Modifiers</b>		
Modify/Show Modifiers...		
Currently Default		
<b>Reinforcement</b>		
Modify/Show Rebar...		

*Nota.* Elaboración propia.

**Figura 18** Viga del eje Y de 23 x 50 cm

General Data

Property Name: V102 (23x50)

Material: Concreto  $f_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>

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

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.5 m

Width: 0.23 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...  
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Nota. Elaboración propia.

**Figura 19** Viga del eje Y de 30 x 60 cm

General Data

Property Name: V103 (30x60)

Material: Concreto  $f_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>

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

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.6 m

Width: 0.3 m

Property Modifiers

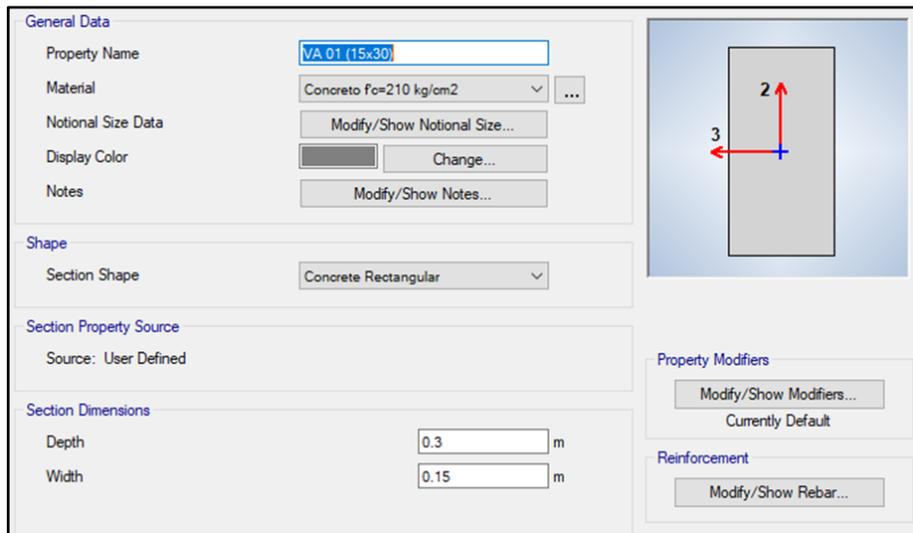
Modify/Show Modifiers...  
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Nota. Elaboración propia.

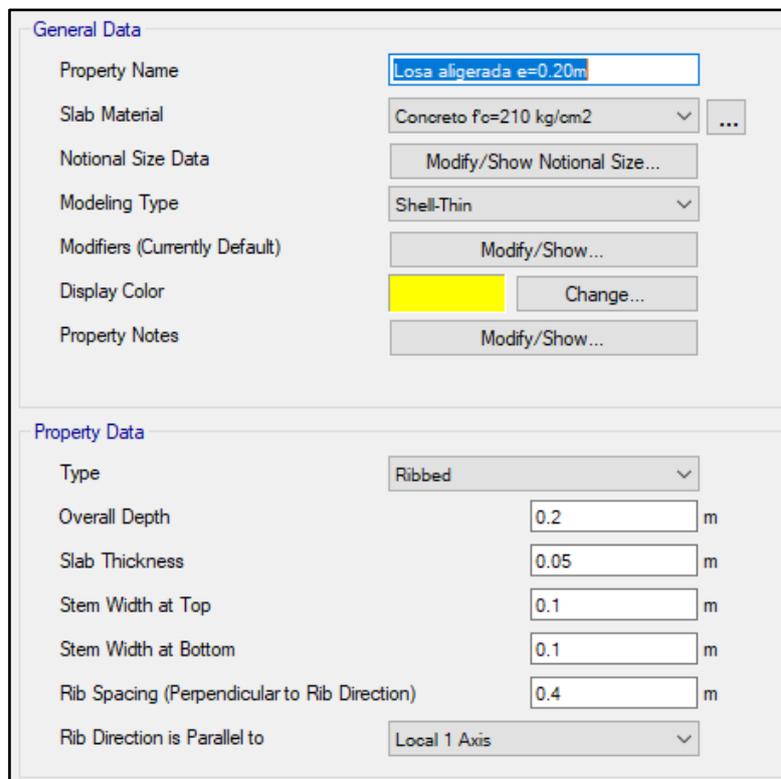
**Figura 20** Viga de amarre de 15 x 30 cm



*Nota.* Elaboración propia.

En las siguientes figuras se detallan las secciones de los muros y las losas aligeradas incorporadas en el software Etabs 2018.

**Figura 21** Losa aligerada de 20 cm y ladrillo de 15 x 30 x 30 cm



*Nota.* Elaboración propia.

**Figura 22** Muro de albañilería de 23 cm de espesor

The screenshot shows a software interface for defining a masonry wall. It is divided into two sections: 'General Data' and 'Property Data'.  
In the 'General Data' section:  
- 'Property Name' is 'Muro de albañilería e=0.23m'.  
- 'Property Type' is 'Specified'.  
- 'Wall Material' is 'Albañilería f<sub>m</sub>=65 kg/cm<sup>2</sup>'.  
- 'Notional Size Data' has a button 'Modify/Show Notional Size...'.  
- 'Modeling Type' is 'Shell-Thin'.  
- 'Modifiers (Currently Default)' has a button 'Modify/Show...'.  
- 'Display Color' is a cyan color with a 'Change...' button.  
- 'Property Notes' has a button 'Modify/Show...'.  
In the 'Property Data' section:  
- 'Thickness' is '0.23 m'.

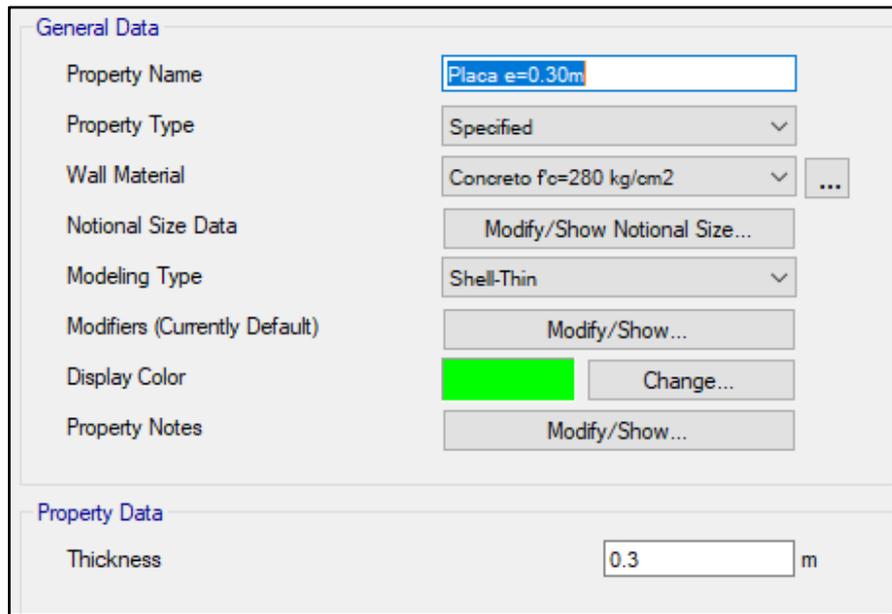
*Nota.* Elaboración propia.

**Figura 23** Muro de concreto armado de 25 cm de espesor

The screenshot shows a software interface for defining a reinforced concrete wall. It is divided into two sections: 'General Data' and 'Property Data'.  
In the 'General Data' section:  
- 'Property Name' is 'Placa e=0.25m'.  
- 'Property Type' is 'Specified'.  
- 'Wall Material' is 'Concreto f<sub>c</sub>=280 kg/cm<sup>2</sup>'.  
- 'Notional Size Data' has a button 'Modify/Show Notional Size...'.  
- 'Modeling Type' is 'Shell-Thin'.  
- 'Modifiers (Currently Default)' has a button 'Modify/Show...'.  
- 'Display Color' is a blue color with a 'Change...' button.  
- 'Property Notes' has a button 'Modify/Show...'.  
In the 'Property Data' section:  
- 'Thickness' is '0.25 m'.

*Nota.* Elaboración propia.

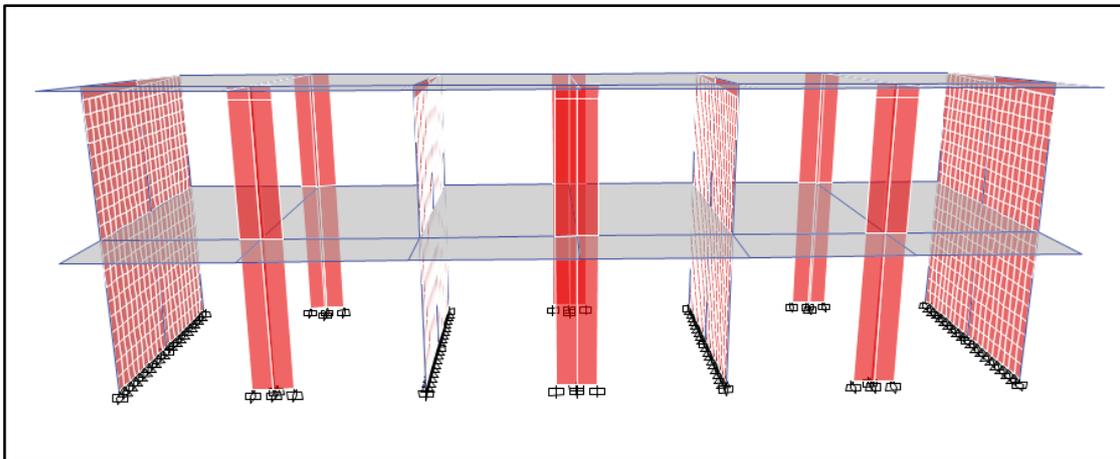
**Figura 24** Muro de concreto armado de 30 cm de espesor



*Nota.* Elaboración propia.

Por último, se muestra el modelado final del módulo N°9 planteado en el software computacional Etabs.

**Figura 25** Modelado final del módulo N°9 en Etabs 2018



*Nota.* Elaboración propia.

### 3.5.7. Análisis sísmico estructural

- **Análisis estático lineal**

En primer lugar, se determinaron los parámetros sísmicos empleando la normativa E.030 considerando las condiciones de sitio y estructurales. En la siguiente tabla se muestra los parámetros identificados siguiendo los lineamientos de la E.030.

**Tabla 7**

*Parámetros sísmicos según la normativa E.030*

Parámetro	Valor
Factor de zonificación "Z" (Artículo 10 de la E.030 (2018))	0.45
Factor de uso "U" (Artículo 15 de la E.030 (2018))	1.50
Coeficiente de amplificación sísmica "C" (Artículo 14 de la E.030 (2018))	2.50
Factor del suelo "S" (Artículo 12 de la E.030 (2018))	1.10
Periodo que define la plataforma del factor C "T <sub>P</sub> " (Artículo 13 de la E.030 (2018))	1.00
Periodo que define la plataforma del factor C "T <sub>L</sub> " (Artículo 13 de la E.030 (2018))	1.60
Peso sísmico (Artículo 26 de la E.030 (2018))	454.15 Tn

*Nota.* Elaboración propia.

De igual forma, se determinó el sistema estructural predominante para cada dirección de análisis como se muestra en la siguiente tabla. Asimismo, se muestra las irregularidades predominantes en ambas direcciones.

**Tabla 8**

*Valores de determinación del sistema estructural*

Dirección	Parámetro	Valor	Descripción
X	Coeficiente básico de reducción sísmica "R <sub>0</sub> " (Artículo 18 de la E.030 (2018))	6.00	Sistema estructural predominante de "Muros estructurales"
	Irregularidad en planta "I <sub>p</sub> " (Artículo 20 de la E.030 (2018))	1.00	No tiene irregularidad
	Irregularidad en altura "I <sub>a</sub> " (Artículo 20 de la E.030 (2018))	1.00	No tiene irregularidad
Y	Coeficiente básico de reducción sísmica "R <sub>0</sub> " (Artículo 18 de la E.030 (2018))	3.00	Sistema estructural predominante de "Albañilería confinada"
	Irregularidad en planta "I <sub>p</sub> " (Artículo 20 de la E.030 (2018))	1.00	No tiene irregularidad
	Irregularidad en altura "I <sub>a</sub> " (Artículo 20 de la E.030 (2018))	1.00	No tiene irregularidad

*Nota.* Elaboración propia.

Considerando los valores de la tabla 5 se determinó el valor del coeficiente de reducción sísmica “R” como se muestra a continuación.

$$\begin{aligned} R_x R_0 * I_a * I_p \\ R_x 6.00 * 1.00 * 1.00 \\ R_x 6.00 \end{aligned}$$

Se determinó que el valor de “R” en la dirección X es 6.00 dado que el sistema predominante fue de “Muros estructurales” sin la presencia de irregularidades tanto en altura como en planta.

$$\begin{aligned} R_x R_0 * I_a * I_p \\ R_x 3.00 * 1.00 * 1.00 \\ R_x 3.00 \end{aligned}$$

Se determinó que el valor de “R” en la dirección Y es 3.00 dado que el sistema predominante fue de “Albañilería confinada” sin la presencia de irregularidades tanto en altura como en planta.

De tal forma, se estableció la cortante basal de la edificación para la aplicación de un análisis lineal estático como se detalla a continuación. Para la dirección X el valor V fue determinado como se muestra a continuación.

$$\begin{aligned} V \frac{ZUCS}{R} * P \\ V \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.10}{6.00} * 454.15 Tn \\ V 140.50 Tn \end{aligned}$$

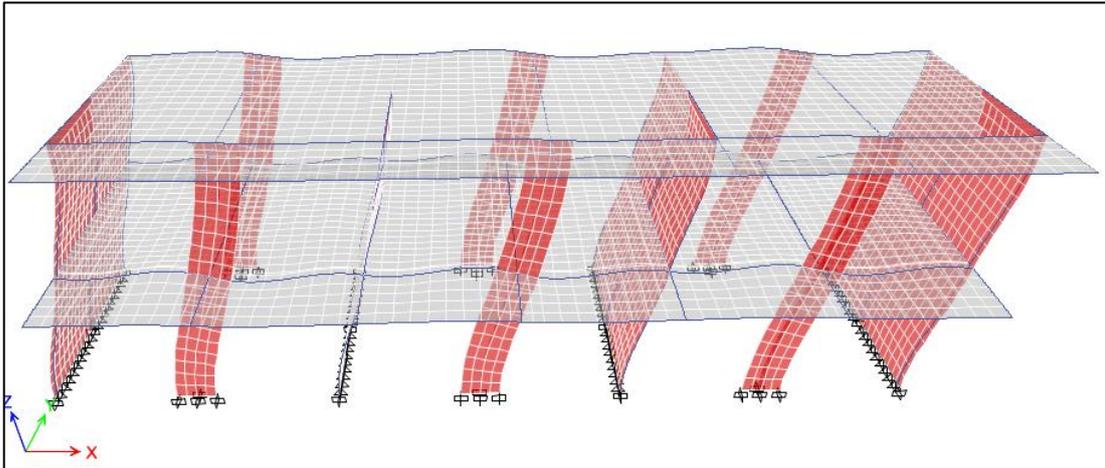
La cortante basal en la dirección Y se determinó como se muestra a continuación.

$$\begin{aligned} V \frac{ZUCS}{R} * P \\ V \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.10}{3.00} * 454.15 Tn \\ V 281.01 Tn \end{aligned}$$

- **Análisis dinámico lineal**

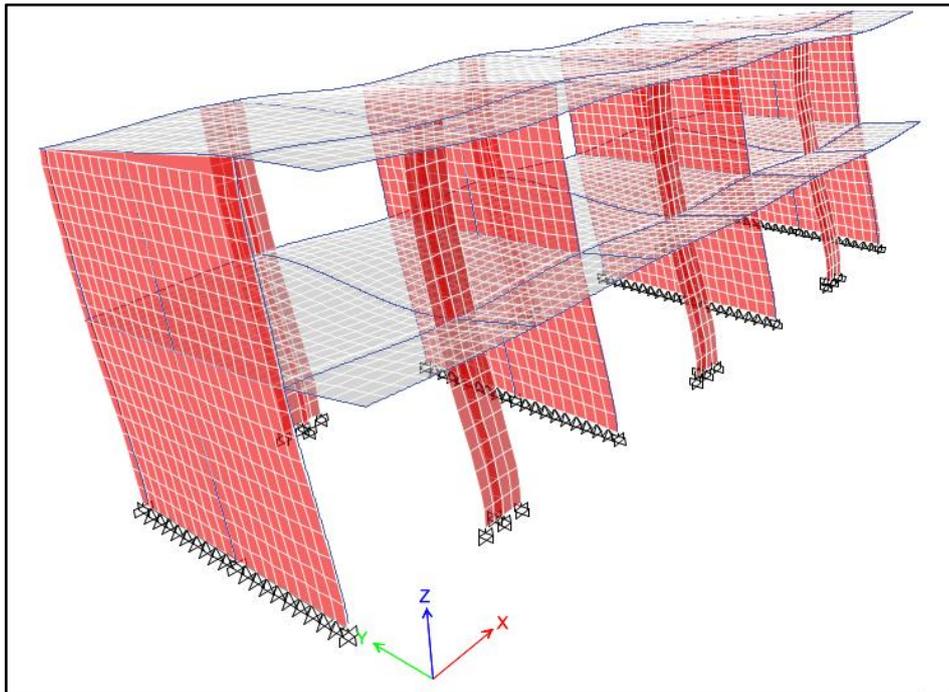
En primer lugar, se verificaron los periodos de vibración de la edificación para determinar el porcentaje de masa participativa en cada dirección. En las siguientes ilustraciones se muestra los periodos de vibración predominantes.

**Figura 26** *Modo 1 de vibración predominante en X*



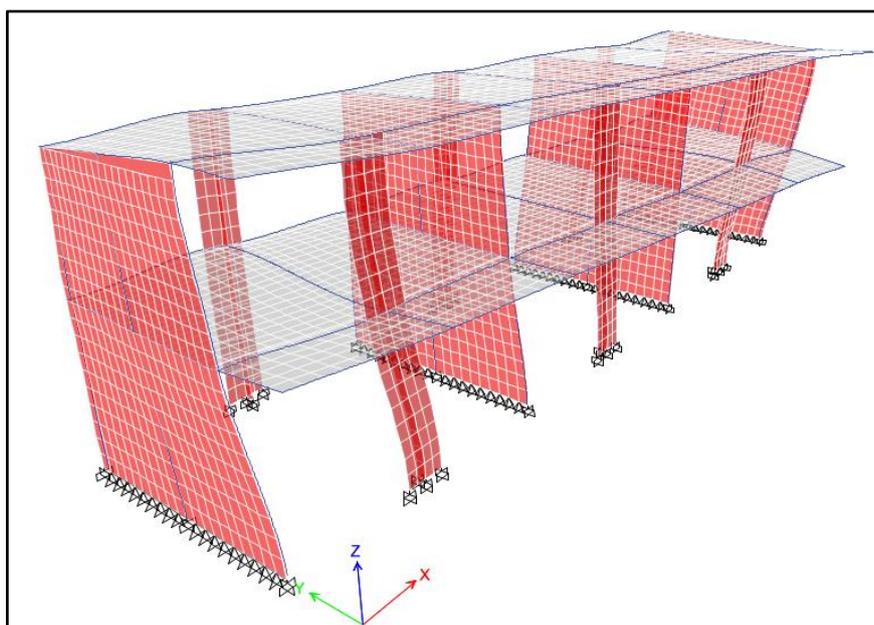
*Nota.* Elaboración propia.

**Figura 27** *Modo 2 de vibración predominante en Y*



*Nota.* Elaboración propia.

**Figura 28** Modo 3 de vibración predominante en Z



*Nota.* Elaboración propia.

Se puede apreciar en las figuras anteriores que el modo de vibración en la dirección X, Y e Z fueron el modo 1, 2 y 3 respectivamente. Asimismo, en la siguiente tabla se muestran todos los modos de vibración de la estructura con sus masas de participación respectivas.

**Tabla 9**

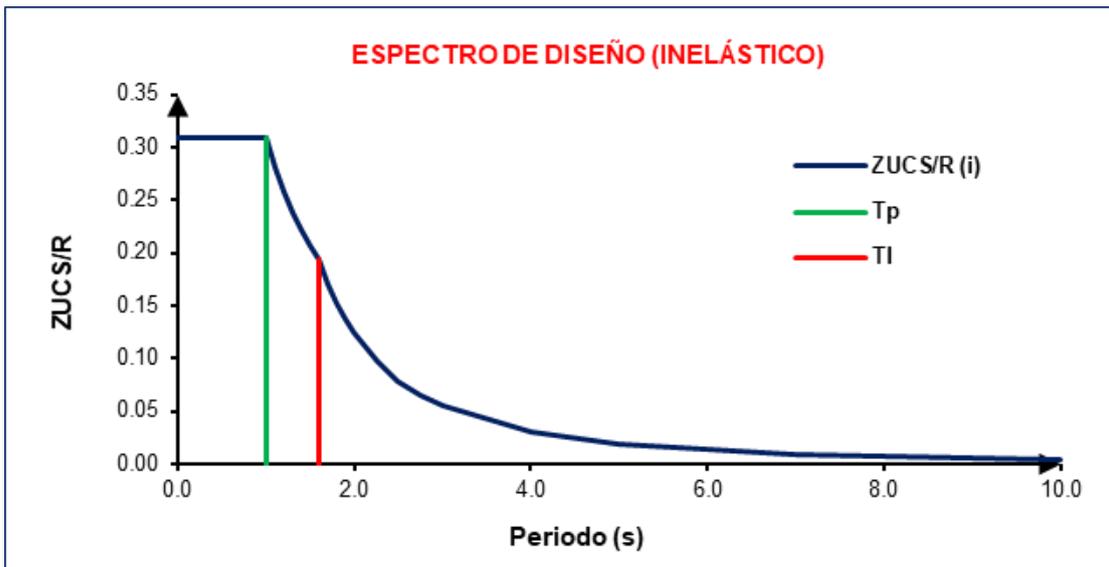
*Periodos de vibración de la estructura*

Mode	Period sec	UX	UY	UZ
1	0.248	0.9049	0	0
2	0.108	0	0.9333	0
3	0.095	6.33E-06	0	0
4	0.07	0.0751	0	0
5	0.038	0	0.0497	0
6	0.034	0.0001	0	0

*Nota.* Elaboración propia.

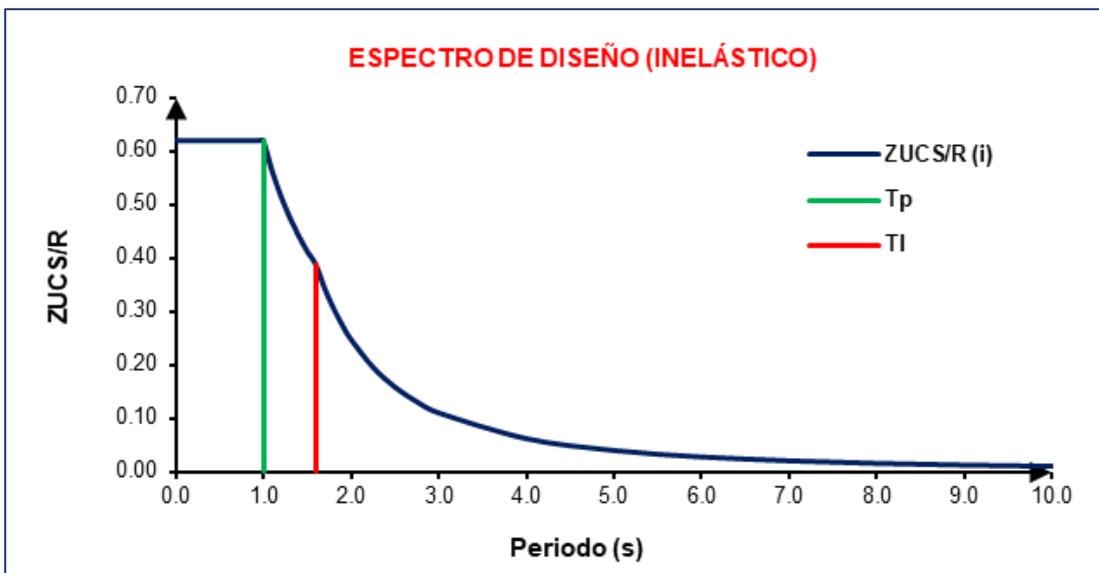
Para aplicar el análisis dinámico no lineal se empleó los espectros de diseño estipulados en la normativa E.030 como se muestra en las siguientes ilustraciones.

**Figura 29** Espectro de diseño en la dirección X



Nota. Elaboración propia.

**Figura 30** Espectro de diseño en la dirección Y



Nota. Elaboración propia.

Con los valores de espectro de diseño se realizó el análisis dinámico modal espectral con la finalidad de evaluar los valores de deriva de entrepiso.

### 3.5.8. Diseño estructural

Luego de validar el análisis sísmico realizado previamente empleando el código E.030 se procedió a realizar el diseño estructural de las componentes resistentes de la edificación considerando la norma E.060 de Concreto armado. De tal forma, se detalla los procedimientos realizados para el diseño del módulo N°9 de la institución educativa N°10104 Cap. Juan Fanning García.

- **Consideraciones previas al diseño**

Para poder calcular la Carga Ultima se empleó la combinación de la Carga Muerta, Carga Viva y Carga de Sismo de acuerdo al Art. 9.2 de la NTE E.060 (2009).

$$U1.4DEAD + 1.7LIVE$$

$$U1.25DEAD + 1.25LIVE \pm 1.0SISMO$$

$$U0.90DEAD + 1.0SISMO$$

De acuerdo al art. 9.2 a la NTE. E.060 se utilizaron las siguientes las combinaciones de carga:

- ✓ Combinación 11.4D + 1.7L + 1.7Ltecho
- ✓ Combinación 21.25D + 1.25L + 1.25Lt + SXD
- ✓ Combinación 31.25D + 1.25L + 1.25Lt - SXD
- ✓ Combinación 41.25D + 1.25L + 1.25Lt + SYD
- ✓ Combinación 51.25D + 1.25L + 1.25Lt - SYD
- ✓ Combinación 60.9D + SXD
- ✓ Combinación 70.9D - SXD
- ✓ Combinación 80.9D + SYD
- ✓ Combinación 90.9D – SYD|
- ✓ EnvolverteCombinaciones (1+2+3+4+5+6+7+8+9)

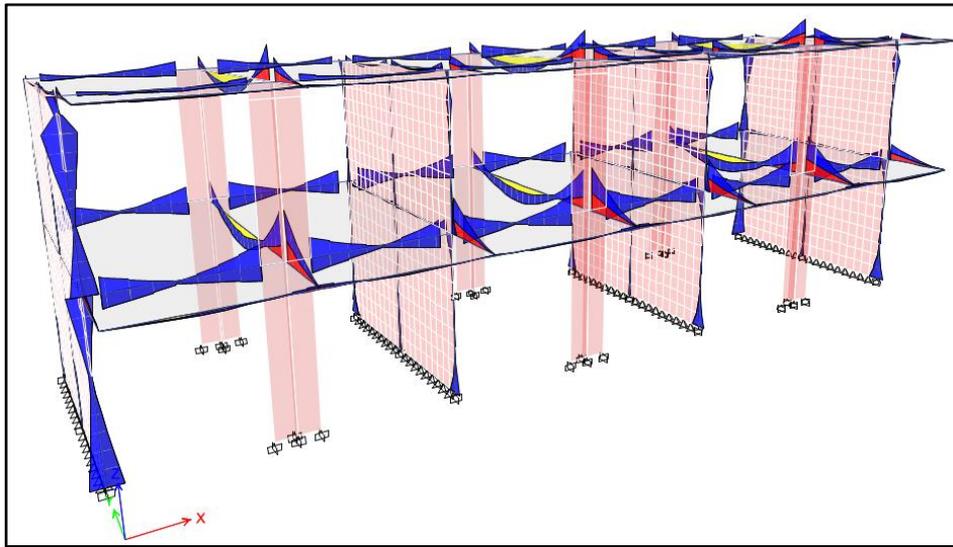
- **Diseño de vigas**

Los resultados de diseño del programa Etabs 2018 se utilizaron para el diseño de vigas y se validaron mediante hojas de cálculo en Excel. A modo de ejemplo se detalla en los siguientes párrafos el diseño realizado en un pórtico del módulo N°9.

## Flexión

El diseño a flexión fue realizado considerando los momentos ubicados en el centro y las cargas de las columnas en cada tramo de viga; asimismo, la combinación de carga que se empleó para estimar los momentos fue el caso de carga “Envolvente” tal y como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 31** Momentos por envolvente en vigas peraltadas



*Nota.* Elaboración propia.

Se realizó el diseño a flexión de vigas considerando el pórtico del eje X, para ello se tuvo en cuenta las siguientes características.

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

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

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

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

$$t= 6 \text{ cm}$$

$$r= 4 \text{ cm}$$

$$\beta_1= 0.850$$

$$d= 44 \text{ cm}$$

El pórtico del eje X se compone de 6 tramos en donde se ha considerado que el acero corrido en todos los tramos será de  $2 \phi 5/8$  que representa  $4 \text{ cm}^2$  repartidos tanto en la parte superior e inferior de la viga de  $25 \times 50 \text{ cm}$ .

Por consiguiente, se verificaron que el acero permita cubrir los momentos para un caso de carga por Envolvente. En la siguiente tabla se detalla la verificación realizada para el diseño por flexión de las vigas del pórtico del eje X.

**Tabla 10**

*Diseño por flexión del pórtico X*

EJE		Mu (t.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\phi M_n$ (t.m)	FU (%)	Distribución de aceros
26	M-	1.87	4.00	6.37	29%	AC:2 $\phi$ 5/8"
	M+	1.36	4.00	6.37	21%	AC:2 $\phi$ 5/8"
Medio	M-	1.59	4.00	6.37	25%	AC:2 $\phi$ 5/8"
	M+	1.98	4.00	6.37	31%	AC:2 $\phi$ 5/8"
27	M-	3.97	4.00	6.37	62%	AC:2 $\phi$ 5/8"
	M+	2.66	4.00	6.37	42%	AC:2 $\phi$ 5/8"
Medio	M-	1.67	4.00	6.37	26%	AC:2 $\phi$ 5/8"
	M+	1.99	4.00	6.37	31%	AC:2 $\phi$ 5/8"
28	M-	2.39	4.00	6.37	38%	AC:2 $\phi$ 5/8"
	M+	1.45	4.00	6.37	23%	AC:2 $\phi$ 5/8"
Medio	M-	1.66	4.00	6.37	26%	AC:2 $\phi$ 5/8"
	M+	1.98	4.00	6.37	31%	AC:2 $\phi$ 5/8"
29	M-	4.09	4.00	6.37	64%	AC:2 $\phi$ 5/8"
	M+	2.84	4.00	6.37	45%	AC:2 $\phi$ 5/8"
Medio	M-	1.66	4.00	6.37	26%	AC:2 $\phi$ 5/8"
	M+	1.98	4.00	6.37	31%	AC:2 $\phi$ 5/8"
30	M-	2.37	4.00	6.37	37%	AC:2 $\phi$ 5/8"
	M+	1.43	4.00	6.37	22%	AC:2 $\phi$ 5/8"
Medio	M-	1.67	4.00	6.37	26%	AC:2 $\phi$ 5/8"
	M+	1.99	4.00	6.37	31%	AC:2 $\phi$ 5/8"
31	M-	4.11	4.00	6.37	65%	AC:2 $\phi$ 5/8"
	M+	2.87	4.00	6.37	45%	AC:2 $\phi$ 5/8"
Medio	M-	1.59	4.00	6.37	25%	AC:2 $\phi$ 5/8"
	M+	1.98	4.00	6.37	31%	AC:2 $\phi$ 5/8"
32	M-	1.87	4.00	6.37	29%	AC:2 $\phi$ 5/8"
	M+	1.36	4.00	6.37	21%	AC:2 $\phi$ 5/8"

*Nota.* Elaboración propia.

En la tabla anterior se pudo determinar que el momento nominal propiciado por las 2 varillas de  $\phi$ 5/8" fue superior al momento último debido a la carga de Envolvente, esto se pudo observar en el factor "FU%" que representa el porcentaje que influye el momento último en el momento nominal, por lo tanto, un valor mayor a 100% representa que la resistencia nominal es superada por los valores últimos. De tal forma, la cuantía de acero planteada cumplió con el diseño a flexión de los tramos del pórtico del eje X.

Considerando la tabla anterior también se pudo revisar algunas verificaciones que plantea la normativa E.060 para el diseño final de vigas a flexión. A continuación, se especifica las consideraciones finales para el diseño a flexión de los tramos de vigas analizadas.

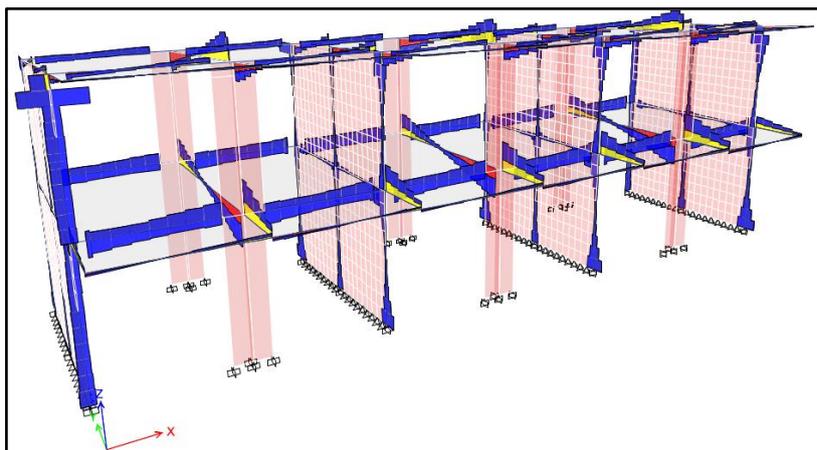
- 1) En todas las secciones se cumple que  $M_u < \phi M_n$  **OK**
- 2) En todas las secciones se cumple  $A_s \text{ min} < A_s \text{ colocado} < A_s \text{ max}$  **OK**
- 3) El acero corrido es mayor que 1/3 que el acero en secciones críticas. **OK**
- 4)  $M_{n+}$  en la cara del nudo es mayor o igual que 1/2 del  $M_{n-}$  en dicha cara **OK**
- 5)  $M_{n-}$  y  $M_{n+}$  en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento son mayores que 1/4  $M_n$  máximo proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos. **OK**

Verificando los valores que proporciona la Tabla 7 se validó que el pórtico del Eje X cumplió con las pautas estipuladas por la normativa E.060.

### Diseño por Corte

El diseño por corte fue realizado empleando las fuerzas de corte en las caras de las columnas de cada tramo de viga; asimismo, la combinación de carga que fue empleada para estimar las cortantes fue el caso de carga “Envolvente” tal y como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 32** Cortantes por envolvente en vigas peraltadas



*Nota.* Elaboración propia.

Se realizó el diseño por corte de vigas considerando el pórtico del eje X, para ello se tuvo en cuenta las siguientes características.

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

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

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

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

$$t = 6 \text{ cm}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 44 \text{ cm}$$

$$\text{Øestribo} = 3/8''$$

Se consideró inicialmente un estribo con diámetro de 3/8" y dos ramas para resistir las fuerzas de corte. En la siguiente tabla se detalla las fuerzas de corte encontradas en todos los tramos de la viga del pórtico del eje X.

**Tabla 11**

*Cortantes últimas en los tramos de viga del pórtico X*

EJE		Vu (tn)
26	V+=	0.80
	V-=	2.47
27	V+=	2.73
	V-=	0.56
28	V+=	2.70
	V-=	0.86
29	V+=	2.75
	V-=	0.74
30	V+=	2.68
	V-=	0.85
31	V+=	2.76
	V-=	0.75
32	V+=	2.47
	V-=	0.80

*Nota.* Elaboración propia.

Considerando la tabla anterior se identificó el valor de cortante última con el cual se diseñó todos los tramos de las vigas del pórtico del eje X. De tal forma, se encontraron los siguientes valores a considerar para detallar la distribución final de los estribos.

<b>Vu=</b>	2.76	Tn	(Cortante última máxima)
<b>Ax=</b>	1.42	cm <sup>2</sup>	(Área resistente que aporta el estribo)
<b>Vc=</b>	0.00	Tn	(Resistencia del concreto al corte)
<b>Vs=</b>	17.49	Tn	(Resistencia del acero al corte)
<b>ØVn=</b>	14.87	Tn	(Resistencia nominal de la sección)
<b>Fu=</b>	19%		(Factor de uso ( $Vu/ØVn$ ))

El factor de uso del elemento para resistir las fuerzas de corte es de 19%, por lo que el elemento resistirá las cortantes que se le impongan considerando un estribo de 3/8" y dos ramas. Verificando que el estribo y la sección aporta la suficiente resistencia se detalla en la siguiente tabla la distribución de las vigas en las zonas de confinamiento y central de los tramos analizados.

**Tabla 12**

*Distribución de estribos para las vigas del pórtico X*

Zona extremos		Zona central	
d/4	11.00 cm	d/2	22.00 cm
8Dd	16.00 cm	16Dd	32.00 cm
24 Dest	17.04 cm	b	25.00 cm
300mm	30.00 cm	300mm	30.00 cm
Separación de est.:	10 cm	Separación de est.:	20 cm

*Nota.* Elaboración propia.

De la tabla anterior se pudo identificar que la separación para la zona de los extremos el espaciamiento fue de 10cm, mientras que para la zona central el espaciamiento fue 20cm considerando el menor valor redondeado a múltiplo de 5. Asimismo, determinando que la zona de confinamiento tendrá un valor de 1.00m la distribución final fue:  $\phi$  3/8":1@5cm;10@10cm; resto@20cm.

- **Diseño de columnas**

Los resultados se extrajeron del programa Etabs 2018 para el diseño de columna y fueron validadas mediante hojas de cálculo en el software Excel. En el siguiente apartado se detalla el cálculo seguido para determinar las cuantías de acero en las columnas proyectadas de la estructura del módulo N° 9 de la institución educativa N°10104 Cap. Juan Fanning García.

## Diseño por Flexión

El refuerzo longitudinal de la cuantía no será menos que 1% ni más que 6% de la sección transversal del área total. Para el control de la deformación dependiente del tiempo es el límite inferior del área de refuerzo longitudinal a su vez para que el momento de fluencia exceda al momento de fisuración.

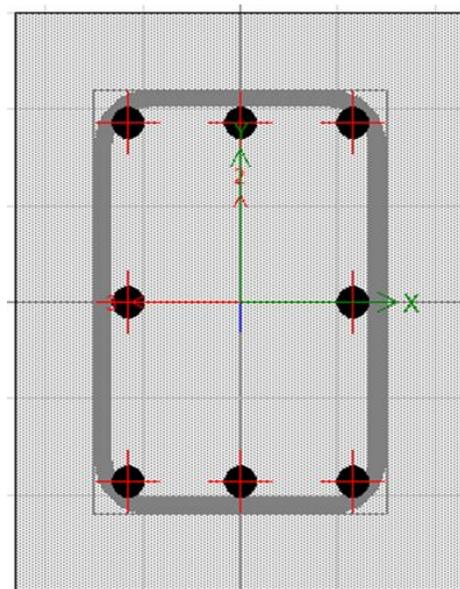
### Columna 01

A continuación, se detalla las características de material y sección que se emplearon para el diseño a flexión de la columna 01.

<b>f'c=</b>	210	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>fy=</b>	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>b =</b>	23	cm
<b>H =</b>	30	cm
<b>Recubrimiento=</b>	4	cm
<b>φ de estribo=</b>	3/8"	

Inicialmente, se planteó una distribución de acero para la verificación a flexión del elemento; de tal forma, se incorporó a la sección 8 varillas de acero de 5/8" distribuidos como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 33** Distribución de aceros (Columna 01)



*Nota.* Elaboración propia.

Considerando la distribución de acero mostrada en la figura anterior se realizó la verificación a flexión mediante la formulación del diagrama de interacción. La formulación del diagrama de interacción se realizó en el programa Etabs 2018 obteniendo los siguientes valores.

**Tabla 13**

*Valores del diagrama de interacción (Columna 01)*

Puntos	M 3-3 (X)				M 2-2 (Y)			
	0°		180°		90°		270°	
	$\emptyset P_n$	$\emptyset M_n$						
1	97.50	0.00	97.50	0.00	97.50	0.00	97.50	0.00
2	97.50	1.90	97.50	-1.90	97.50	1.28	97.50	-1.28
3	92.91	2.82	92.91	-2.82	93.40	1.98	93.40	-1.98
4	83.67	3.55	83.67	-3.55	83.74	2.52	83.74	-2.52
5	72.92	4.23	72.92	-4.23	72.12	2.98	72.12	-2.98
6	61.01	4.81	61.01	-4.81	58.30	3.28	58.30	-3.28
7	47.37	5.29	47.37	-5.29	42.40	3.50	42.40	-3.50
8	29.18	5.68	29.18	-5.68	21.68	3.67	21.68	-3.67
9	22.40	5.95	22.40	-5.95	13.48	3.77	13.48	-3.77
10	11.91	6.20	11.91	-6.20	0.66	3.81	0.66	-3.81
11	-3.02	5.90	-3.02	-5.90	-13.28	3.50	-13.28	-3.50
12	-16.20	4.70	-16.20	-4.70	-30.09	2.45	-30.09	-2.45
13	-38.05	2.59	-38.05	-2.59	-48.51	1.23	-48.51	-1.23
14	-54.03	0.91	-54.03	-0.91	-54.49	0.65	-54.49	-0.65
15	-60.48	0.00	-60.48	0.00	-60.48	0.00	-60.48	0.00

*Nota.* Elaboración propia.

Los valores del diagrama de interacción representan la resistencia de la columna y el aporte que da el acero y la sección bruta; asimismo, los valores de momento y carga axial fueron afectado por  $\emptyset$ , que en este caso tiene un valor de 0.7.

Para verificar que la sección cumple con las solicitaciones sísmicas se extrajeron los valores de carga axial y momento último para las distintas combinaciones de carga planteadas inicialmente. Los valores de las solicitaciones sísmicas se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 14**

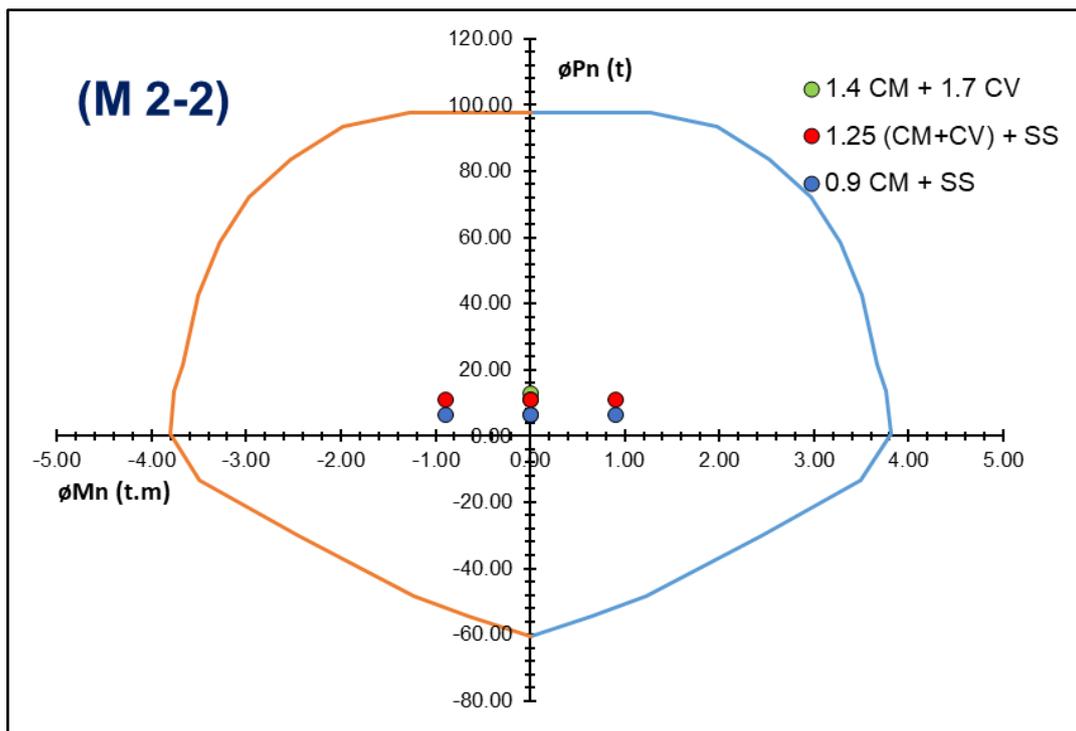
*Solicitaciones sísmicas (Columna 01)*

Combinación de carga	P	M2	M3
U1=1.4CM+1.7CV	12.88	0.00	-0.02
U2=1.25(CM+CV)+SX	11.08	0.90	0.02
U3=1.25(CM+CV)-SX	11.08	-0.89	-0.05
U4=1.25(CM+CV)+SY	11.11	0.00	1.26
U5=1.25(CM+CV)-SY	11.04	0.00	-1.29
U4=0.9CM+SX	6.55	0.90	0.03
U5=0.9CM-SX	6.55	-0.90	-0.04
U4=0.9CM+SY	6.58	0.00	1.27
U5=0.9CM-SY	6.51	0.00	-1.28

Nota. Elaboración propia.

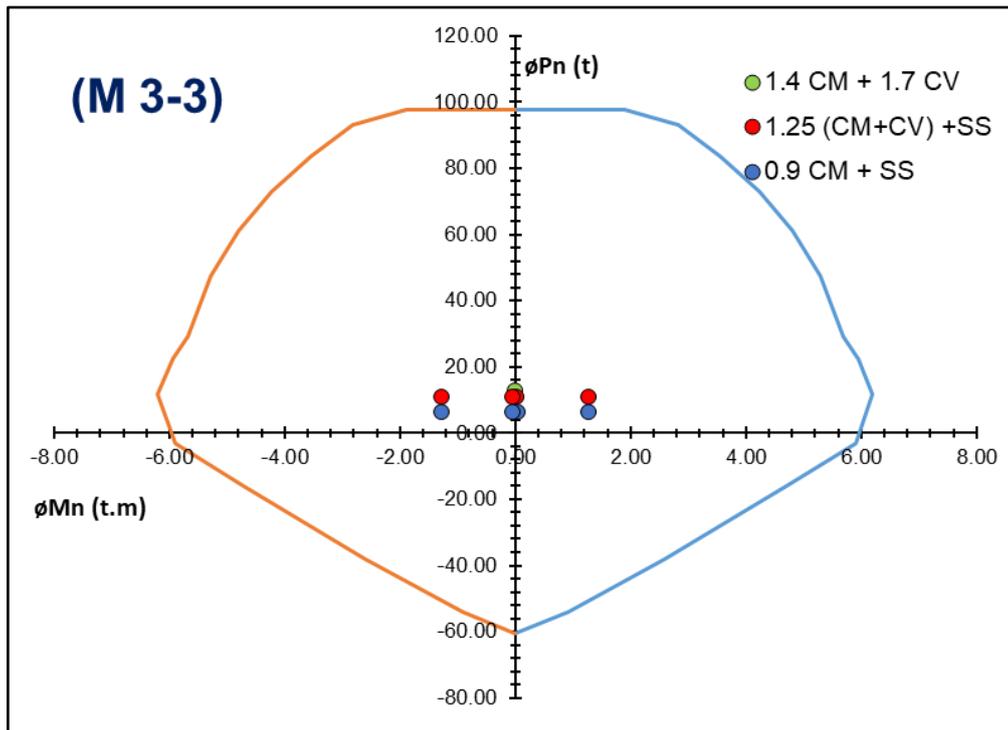
Finalmente, se verificó los valores de las solicitaciones en el diagrama de interacción de ambos sentidos para validar el diseño a flexión de la columna 01.

**Figura 34** Verificación en el diagrama de interacción en X (Columna 01)



Nota. Elaboración propia.

**Figura 35** Verificación en el diagrama de interacción en Y (Columna 01)



*Nota.* Elaboración propia.

De las figuras 34 y 35 se determinó que la cuantía de acero considerada para la columna 01 fue la adecuada para resistir las solicitaciones últimas impuestas.

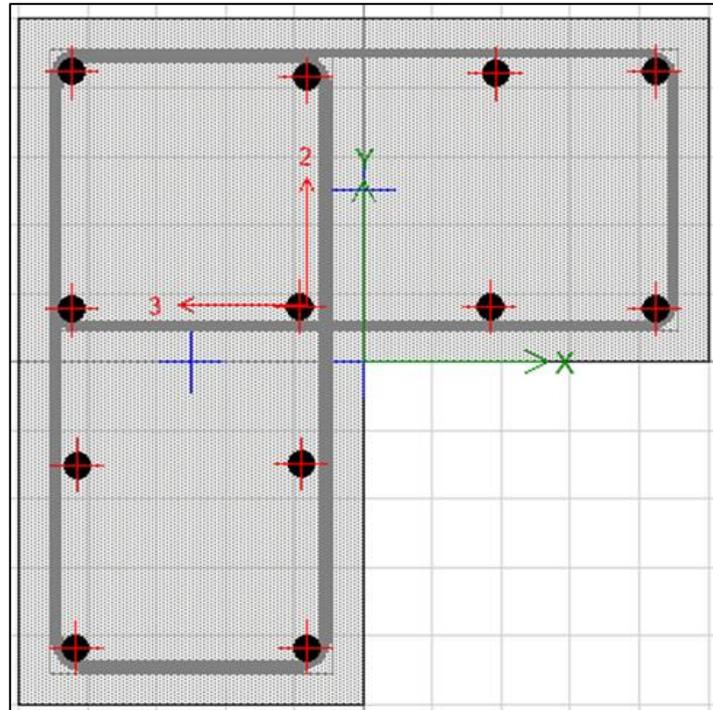
### Columna 02

A continuación, se detalla las características de material y sección que se emplearon para el diseño a flexión de la columna 02.

<b>f'c=</b>	210	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>fy=</b>	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>h=</b>	25	cm
<b>b =</b>	25	cm
<b>H =</b>	50	cm
<b>B=</b>	50	cm
<b>Recubrimiento=</b>	4	cm
<b>φ de estribo=</b>	3/8"	

Inicialmente, se planteó una distribución de acero para la verificación a flexión del elemento; de tal forma, se incorporó a la sección 12 varillas de acero de 5/8" distribuidos como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 36** Distribución de aceros (Columna 02)



*Nota.* Elaboración propia.

Considerando la distribución de acero mostrada en la figura anterior se realizó la verificación a flexión mediante la formulación del diagrama de interacción. La formulación del diagrama de interacción se realizó en el programa Etabs 2018 obteniendo los siguientes valores.

**Tabla 15***Valores del diagrama de interacción (Columna 02)*

Puntos	M 3-3 (X)				M 2-2 (Y)			
	0°		180°		90°		270°	
	ØPn	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn	ØMn
1	234.68	-0.83	234.68	-0.83	234.68	-0.74	234.68	-0.74
2	234.68	5.37	234.68	-8.21	234.68	5.41	234.68	-8.15
3	234.68	8.34	217.38	-11.84	234.68	8.38	217.13	-11.77
4	232.84	11.11	188.82	-14.79	233.09	11.14	188.54	-14.72
5	215.92	13.58	158.86	-16.99	216.19	13.60	158.55	-16.92
6	198.26	15.71	126.97	-18.47	198.56	15.72	126.63	-18.41
7	177.84	17.76	93.51	-19.29	178.19	17.75	93.11	-19.24
8	149.08	19.95	60.05	-19.82	149.49	19.91	59.59	-19.77
9	134.29	23.05	45.46	-20.87	134.82	22.98	44.93	-20.82
10	113.13	26.51	23.07	-21.89	113.40	26.46	22.34	-21.85
11	82.49	27.45	-4.28	-21.29	82.87	27.38	-4.90	-21.26
12	34.91	24.69	-29.27	-17.30	35.07	24.62	-30.10	-17.28
13	-0.40	19.89	-57.81	-12.03	-0.15	19.83	-57.81	-12.14
14	-51.66	11.55	-81.77	-6.13	-51.16	11.52	-81.77	-6.24
15	-109.62	1.20	-109.62	1.20	-109.62	1.08	-109.62	1.08

*Nota.* Elaboración propia.

Los valores del diagrama de interacción representan la resistencia de la columna y el aporte que da el acero y la sección bruta; asimismo, los valores de momento y carga axial fueron afectados por  $\phi$ , que en este caso tiene un valor de 0.7.

Para verificar que la sección cumple con las solicitaciones sísmicas se extrajeron los valores de carga axial y momento último para las distintas combinaciones de carga planteadas inicialmente. Los valores de las solicitaciones sísmicas se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 16**

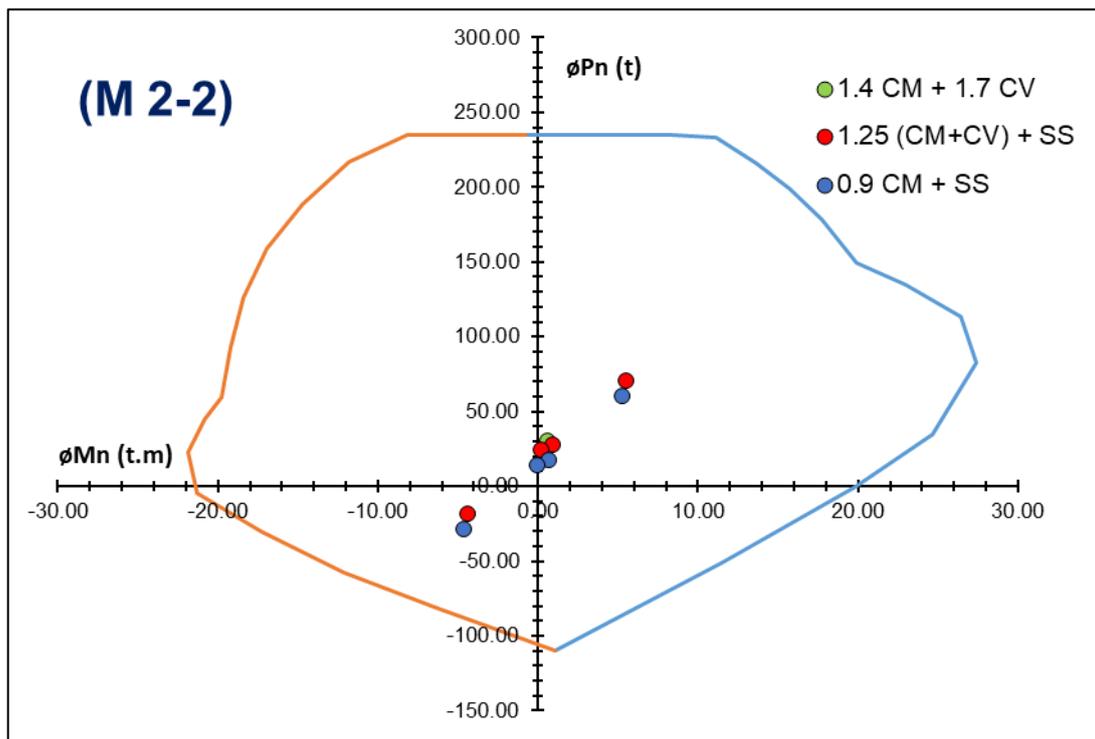
*Solicitaciones sísmicas (Columna 02)*

Combinación de carga	P	M2	M3
<b>U1=1.4CM+1.7CV</b>	30.48	0.62	1.00
<b>U2=1.25(CM+CV)+SX</b>	27.81	0.90	6.93
<b>U3=1.25(CM+CV)-SX</b>	24.70	0.16	-5.29
<b>U4=1.25(CM+CV)+SY</b>	70.61	5.49	1.01
<b>U5=1.25(CM+CV)-SY</b>	-18.10	-4.44	0.64
<b>U4=0.9CM+SX</b>	17.25	0.68	6.48
<b>U5=0.9CM-SX</b>	14.14	-0.07	-5.74
<b>U4=0.9CM+SY</b>	60.05	5.27	0.55
<b>U5=0.9CM-SY</b>	-28.66	-4.66	0.19

Nota. Elaboración propia.

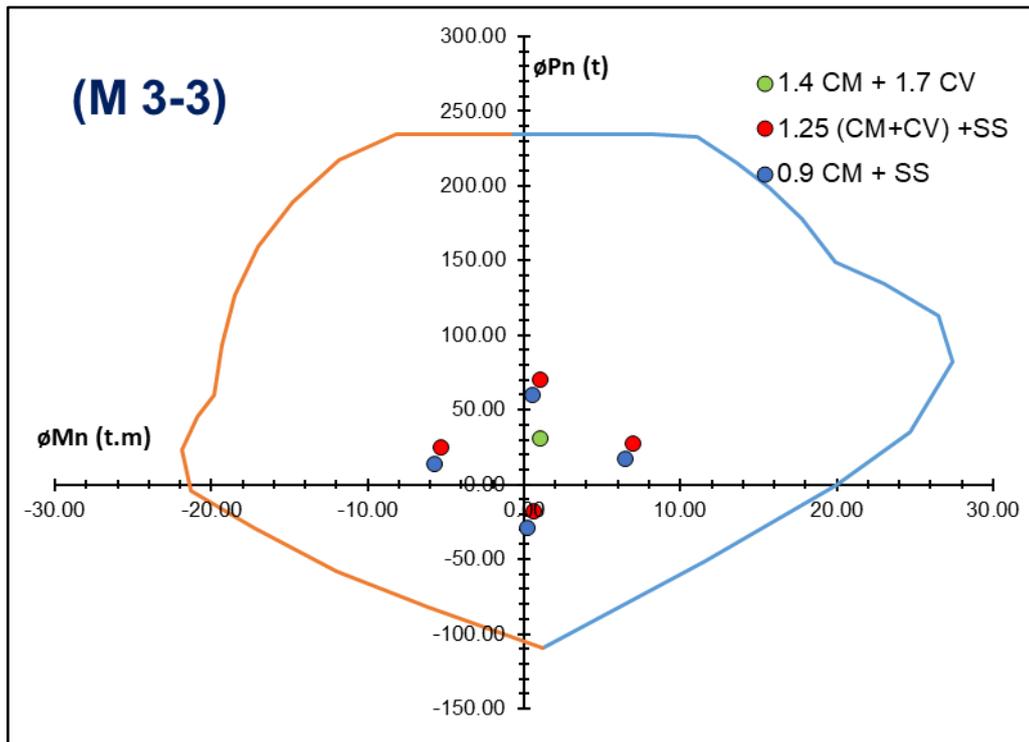
Finalmente, se verificó los valores de las solicitaciones en el diagrama de interacción de ambos sentidos para validar el diseño a flexión de la columna 02.

**Figura 37** Verificación en el diagrama de interacción en X (Columna 02)



Nota. Elaboración propia.

**Figura 38** Verificación en el diagrama de interacción en Y (Columna 02)



Nota. Elaboración propia.

De las figuras 37 y 38 se determinó que la cuantía de acero considerada para la columna 02 fue la adecuada para resistir las solicitaciones últimas impuestas.

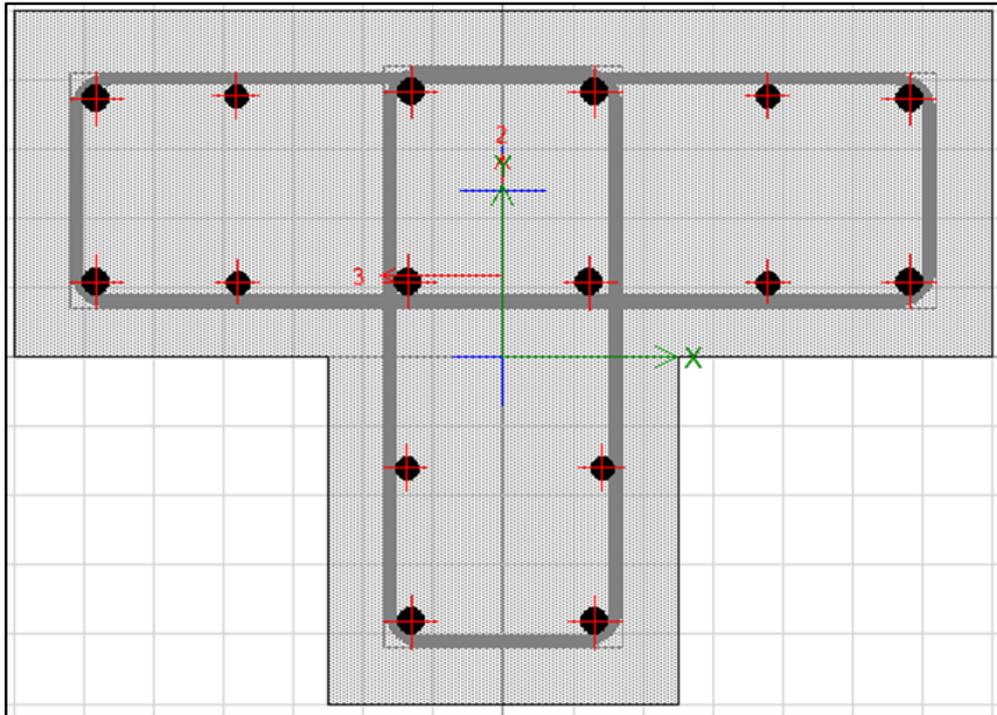
### Columna 03

A continuación, se detalla las características de material y sección que se emplearon para el diseño a flexión de la columna 03.

<b>f'c=</b>	210	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>fy=</b>	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>h=</b>	25	cm
<b>b =</b>	25	cm
<b>H =</b>	50	cm
<b>B=</b>	70	cm
<b>Recubrimiento=</b>	4	cm
<b>φ de estribo=</b>	3/8"	

Inicialmente, se planteó una distribución de acero para la verificación a flexión del elemento; de tal forma, se incorporó a la sección 10 varillas de acero de 3/4" y 6 varillas de 5/8" distribuidos como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 39** Distribución de aceros (Columna 03)



*Nota.* Elaboración propia.

Considerando la distribución de acero mostrada en la figura anterior se realizó la verificación a flexión mediante la formulación del diagrama de interacción. La formulación del diagrama de interacción se realizó en el programa Etabs 2018 obteniendo los siguientes valores.

**Tabla 17***Valores del diagrama de interacción (Columna 03)*

Puntos	M 3-3 (X)				M 2-2 (Y)			
	0°		180°		90°		270°	
	ØPn	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn	ØMn	ØPn	ØMn
1	296.67	-0.82	296.67	-0.82	296.67	0.03	296.67	0.03
2	296.67	5.63	296.67	-9.35	296.67	10.89	296.67	-10.84
3	296.67	8.35	263.57	-13.12	296.67	15.85	296.67	-15.81
4	296.67	11.01	225.70	-16.23	279.88	20.09	279.72	-20.05
5	287.44	13.46	185.57	-18.47	255.36	23.83	255.19	-23.79
6	267.90	15.79	142.43	-19.93	219.80	27.99	219.84	-27.94
7	240.49	18.48	96.16	-20.70	178.64	31.39	178.44	-31.37
8	196.77	21.83	42.98	-20.89	131.06	33.96	130.83	-33.95
9	178.77	25.48	19.96	-21.59	98.27	37.43	97.97	-37.44
10	153.74	29.64	-9.52	-22.42	56.42	40.24	55.96	-40.28
11	108.94	31.87	-51.45	-21.55	13.21	39.87	12.92	-39.91
12	51.51	29.04	-73.39	-17.86	-34.26	33.48	-34.64	-33.55
13	0.98	23.35	-99.95	-12.82	-70.98	26.01	-70.88	-26.12
14	-81.91	12.35	-130.58	-5.71	-109.59	15.46	-109.59	-15.55
15	-158.76	1.19	-158.76	1.19	-158.76	-0.04	-158.76	-0.04

*Nota.* Elaboración propia.

Los valores del diagrama de interacción representan la resistencia de la columna y el aporte que da el acero y la sección bruta; asimismo, los valores de momento y carga axial fueron afectados por  $\phi$ , que en este caso tiene un valor de 0.7.

Para verificar que la sección cumple con las solicitaciones sísmicas se extrajeron los valores de carga axial y momento último para las distintas combinaciones de carga planteadas inicialmente. Los valores de las solicitaciones sísmicas se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 18**

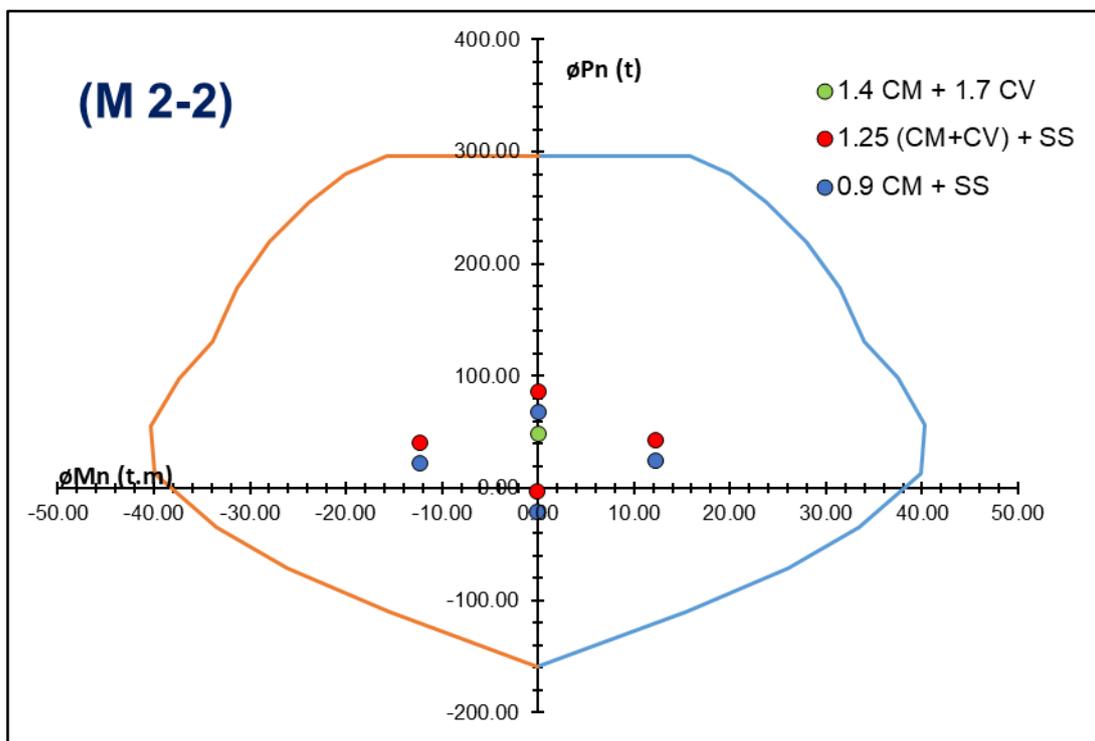
*Solicitaciones sísmicas (Columna 03)*

Combinación de carga	P	M2	M3
<b>U1=1.4CM+1.7CV</b>	48.87	-0.01	0.67
<b>U2=1.25(CM+CV)+SX</b>	42.70	12.25	0.70
<b>U3=1.25(CM+CV)-SX</b>	40.79	-12.26	0.46
<b>U4=1.25(CM+CV)+SY</b>	86.50	0.09	4.97
<b>U5=1.25(CM+CV)-SY</b>	-3.02	-0.10	-3.82
<b>U4=0.9CM+SX</b>	24.66	12.25	0.45
<b>U5=0.9CM-SX</b>	22.75	-12.25	0.21
<b>U4=0.9CM+SY</b>	68.47	0.09	4.73
<b>U5=0.9CM-SY</b>	-21.06	-0.10	-4.06

Nota. Elaboración propia.

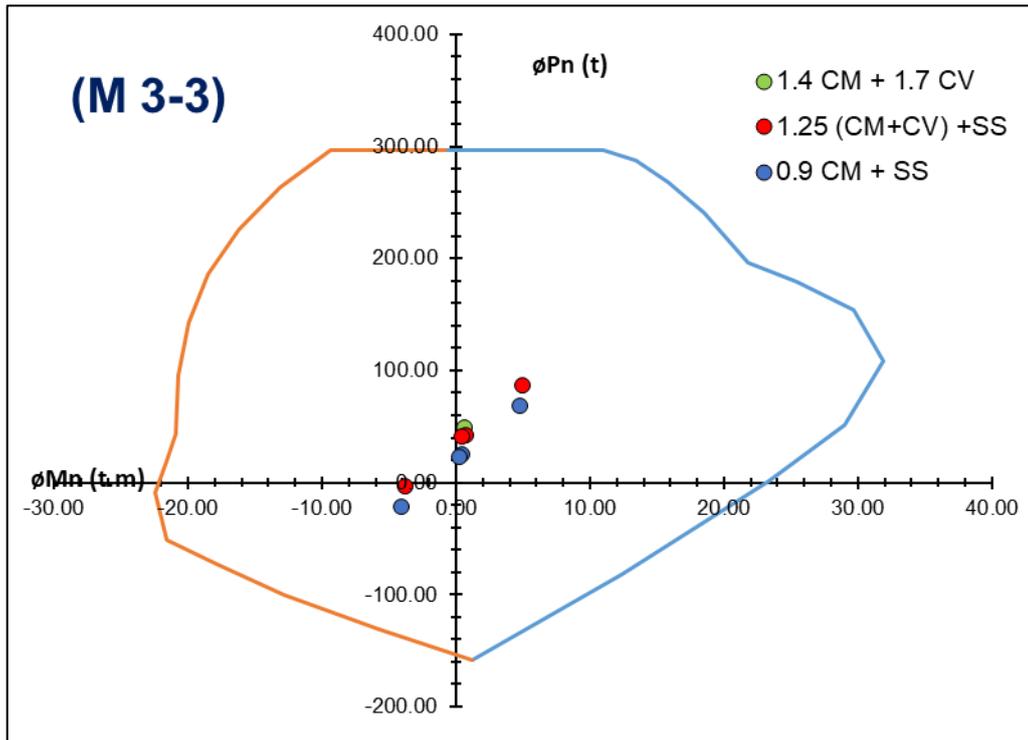
Finalmente, se verificó los valores de las solicitaciones en el diagrama de interacción de ambos sentidos para validar el diseño a flexión de la columna 03.

**Figura 40** Verificación en el diagrama de interacción en X (Columna 03)



Nota. Elaboración propia.

**Figura 41** Verificación en el diagrama de interacción en Y (Columna 03)



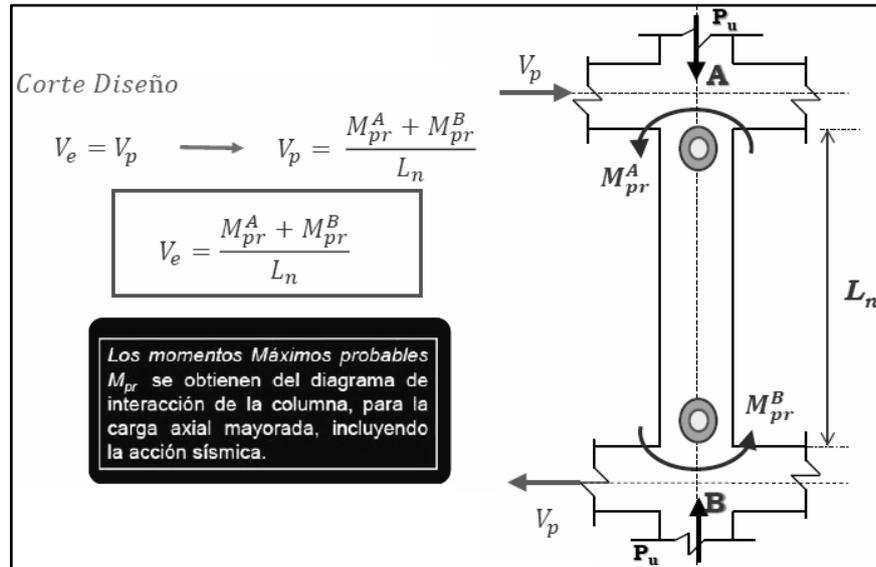
Nota. Elaboración propia.

De las figuras 40 y 41 se determinó que la cuantía de acero considerada para la columna 03 fue la adecuada para resistir las solicitaciones últimas impuestas.

### Diseño por Corte

Esta se resuelve considerando las máximas fuerzas que se puede generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento y estas se determinan empleando las resistencias máximas probables en flexión en cada extremo del elemento que corresponden a la categoría de cargas axiales amplificadas  $P_u$  que ejercen en él.

**Figura 42** Determinación de la cortante última por momentos probables



Nota. Elaboración propia.

### Columna 01

Se consideró las siguientes características de geometría y material para evaluar el elemento por solicitaciones de cortante.

$f'c=$	210	Kg/cm <sup>2</sup>
$f_y=$	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
$b =$	23	cm
$H =$	30	cm
Luz libre=	3.90	m
$\phi$ de estribo=	3/8"	
$\phi$ menor=	5/8"	
n° de ramas=	2	

Para determinar el valor de la cortante última se empleó el método de los momentos probables teniendo como resultado el siguiente valor.

$$V = \frac{M_{pr}^A + M_{pr}^B}{L_n}$$

$$V = \frac{6.20 \text{ Tn.m} + 6.20 \text{ Tn.m}}{3.90\text{m}}$$

$$V = 3.18 \text{ Tn}$$

Posteriormente, se determinó la resistencia al corte del concreto y acero considerando las características del elemento obteniendo los siguientes resultados.

Vc=	4.24	Tn
Vs estr=	14.31	Tn

Se pudo evidenciar que la resistencia a la cortante del concreto y acero es superior a la sollicitación de cortante última. De tal forma, considerando los lineamientos de la E.060 para la separación de estribos se determinó que la distribución de la columna fue:  **$\phi$  3/8":1@5cm;5@10cm; resto@25cm.**

### Columna 02

Se consideró las siguientes características de geometría y material para evaluar el elemento por sollicitaciones de cortante.

f'c=	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy=	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
b =	25	cm
B=	50	cm
h=	25	cm
H =	50	cm
Luz libre=	3.90	m
$\phi$ de estribo=	3/8"	
$\phi$ menor=	5/8"	
n° de ramas=	3	

Para determinar el valor de la cortante última se empleó el método de los momentos probables teniendo como resultado el siguiente valor.

$$V = \frac{M_{pr}^A + M_{pr}^B}{L_n}$$

$$V = \frac{24.69 \text{ Tn.m} + 24.69 \text{ Tn.m}}{3.90\text{m}}$$

$$V = 12.66 \text{ Tn}$$

Posteriormente, se determinó la resistencia al corte del concreto y acero considerando las características del elemento obteniendo los siguientes resultados.

Vc=	7.30	Tn
Vs estr=	17.00	Tn

Se pudo evidenciar que la resistencia a la cortante del acero es superior a la sollicitación de cortante última. De tal forma, considerando los lineamientos de la E.060 para la separación de estribos se determinó que la distribución de la columna fue:  $\phi$  3/8":1@5cm;5@10cm; resto@25cm.

### Columna 03

Se consideró las siguientes características de geometría y material para evaluar el elemento por sollicitaciones de cortante.

f'c=	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy=	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
b =	25	cm
B=	70	cm
h=	25	cm
H =	50	cm
Luz libre=	3.90	m
$\phi$ de estribo=	3/8"	
$\phi$ menor=	5/8"	
n° de ramas=	4	

Para determinar el valor de la cortante última se empleó el método de los momentos probables teniendo como resultado el siguiente valor.

$$V = \frac{M_{pr}^A + M_{pr}^B}{L_n}$$

$$V = \frac{29.04 \text{ Tn.m} + 29.04 \text{ Tn.m}}{3.90\text{m}}$$

$$V = 14.89 \text{ Tn}$$

Posteriormente, se determinó la resistencia al corte del concreto y acero considerando las características del elemento obteniendo los siguientes resultados.

$$V_c = 10.22 \quad T_n$$

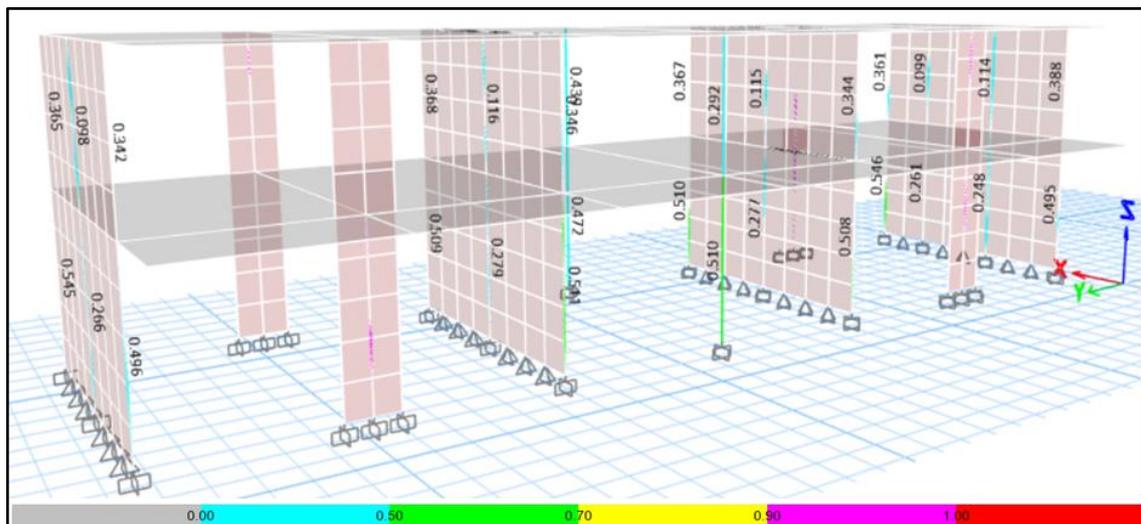
$$V_s \text{ estr} = 22.66 \quad T_n$$

Se pudo evidenciar que la resistencia a la cortante del acero es superior a la sollicitación de cortante última. De tal forma, considerando los lineamientos de la E.060 para la separación de estribos se determinó que la distribución de la columna fue:  $\phi$  3/8":1@5cm;5@10cm; resto@25cm.

- **Verificación de los ratios (demanda/capacidad)**

Una vez comprobado la capacidad de carga (P M2 M3) de cada columna lo cual se evidencia en el gráfico P-M-M la relación de interacción de cada pórtico para cada columna y teniendo en cuenta que este factor no exceda en 1.00. Mediante el software Etabs 2018 podemos observar las ratios de demanda vs capacidad.

**Figura 43** Verificación de los ratios (demanda/capacidad)



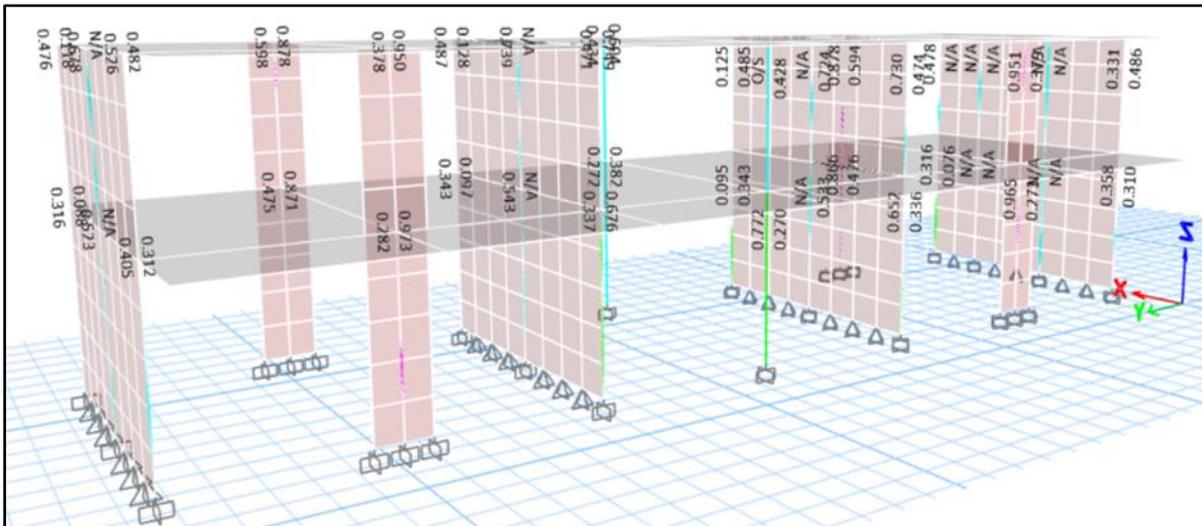
*Nota.* Elaboración propia.

- **Verificación columna fuerte - viga débil**

Se comprueba la capacidad de flexión para cada columna en las caras de los nudos asegurando que la suma de los momentos nominales a flexión de las columnas llegue al nudo, para ser estimado en las caras Mayores o iguales a los momentos nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo y estos son examinados en la

cara del nudo. Esto podemos observar a continuación en el gráfico, los ratios de Columna fuerte – Viga débil mediante el programa Etabs 2018 la cual nos asegura que este factor no exceda a 1.00.

**Figura 44** Verificación columna fuerte - viga débil



*Nota.* Elaboración propia.

- **Diseño de muros de corte**

Los resultados se extrajeron del programa Etabs 2018 para el diseño del muro de corte y fueron validadas mediante hojas de cálculo en el software Excel. En el siguiente apartado se detalla el cálculo seguido para determinar las cuantías de acero en los muros de corte proyectados de la estructura del módulo N° 9 de la institución educativa N°10104 Cap. Juan Fanning García.

### Diseño por Flexión

Para el diseño a flexión se tuvo en consideración algunas pautas mínimas que menciona la normativa E.060 para el diseño a flexión de estos elementos:

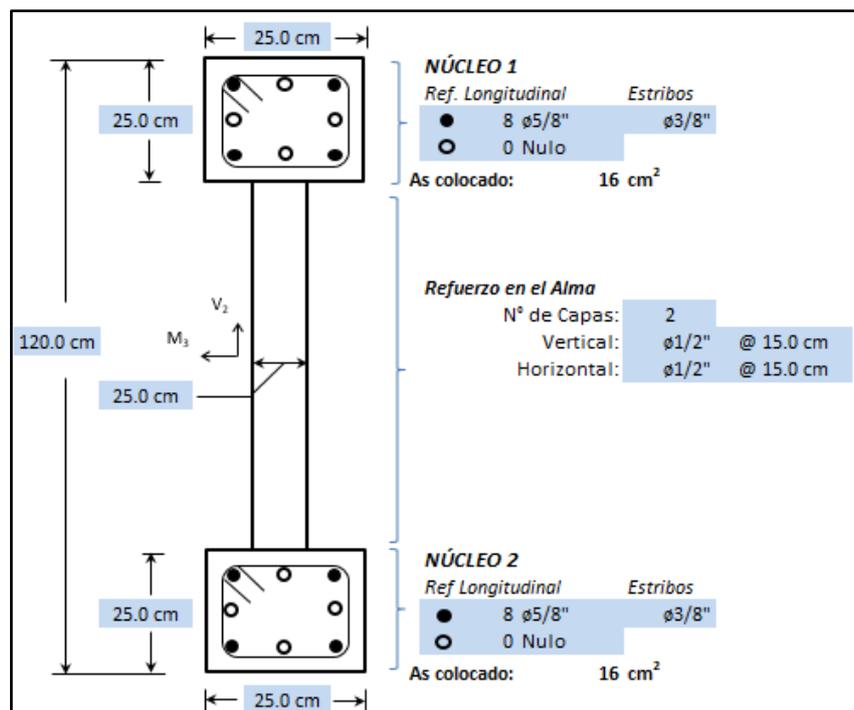
- ✓ El valor del refuerzo horizontal que 0,002.
- ✓ El valor del refuerzo vertical no tendrá que ser menos que 0,0025.

De tal forma, en los siguientes párrafos se detalla el procedimiento realizado para el diseño del muro de corte PL-01. En primer lugar, se tuvo en consideración las siguientes características para el diseño del muro de corte PL-01.

$f'_c =$	280	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$H =$	8.45	m
$h_m =$	3.5	m
$\delta_u =$	0.01350	m

Asimismo, en la siguiente figura se muestra la sección del elemento con la cuantía de acero estimada para la verificación del diseño a flexión.

**Figura 45** Distribución de acero en muros de corte



Nota. Elaboración propia.

En la figura 45 se muestra la sección del elemento, la cual tuvo una longitud total de 120 cm y un espesor de 25 cm; asimismo, se le colocó núcleo confinados de 25 cm de largo. El acero para el alma del muro inicialmente de una varilla de 1/2" cada 15 cm tanto de forma vertical como horizontal; además, para los núcleos confinados se colocó 8 varillas de 5/8". Las cuantías colocadas fueron validadas mediante un diagrama de interacción y los valores de solicitaciones sísmicas para las combinaciones de carga como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 19**

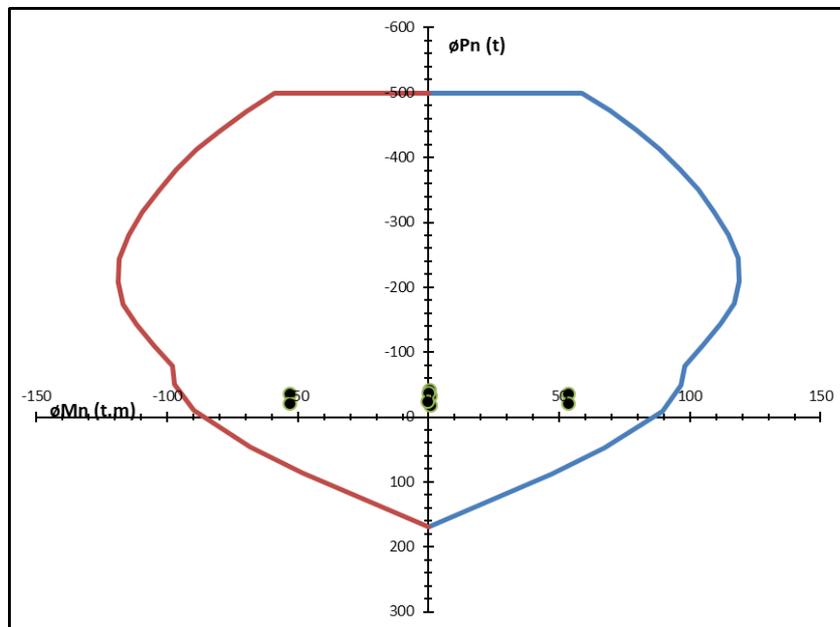
*Solicitaciones sísmicas flexocompresión (Muro de corte PL-01)*

<b>Combinaciones</b>	<b>Pu</b>	<b>Mu<sub>3</sub></b>
1.4M+1.7V	-41.87	0.17
1.25 (M+V)+Sx	-35.95	53.38
1.25 (M+V)-Sx	-36.14	-53.10
0.9M+Sx	-21.35	53.30
0.9M-Sx	-21.54	-53.17
1.25 (M+V)+Sy	-33.68	0.59
1.25 (M+V)-Sy	-38.40	-0.30
0.9M+Sy	-19.08	0.51
0.9M-Sy	-23.80	-0.38

*Nota.* Elaboración propia.

Construyendo el diagrama de interacción del muro de corte en el software Etabs 2018 y los valores de las solicitaciones sísmicas se verificó la resistencia de la cuantía a los valores de carga axial y momento.

**Figura 46** *Verificación en el diagrama de interacción (Muro de corte PL-01)*



*Nota.* Elaboración propia.

Se determinó que la cuantía considerada permitió la resistencia de las cargas axiales y momentos; por lo cual, se valida que la cuantía empleada es la adecuada para resistir las solicitaciones sísmicas.

## Diseño por Corte

La verificación se consideró extrayendo los valores de fuerzas cortantes de las solicitaciones y verificando con la resistencia del concreto y acero al corte como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 20**

*Solicitaciones sísmicas por corte (Muro de corte PL-01)*

Combinaciones	Vud	$\phi Vn1$	$\phi Vn2$	Fu1	Fu2
1.4M+1.7V	0.07	105.72	96.30	0%	0%
1.25 (M+V)+S1	16.90	101.19	96.30	17%	18%
1.25 (M+V)-S1	16.77	101.33	96.30	17%	17%
0.9M+S1	16.88	90.02	96.30	19%	18%
0.9M-S1	16.79	90.16	96.30	19%	17%
1.25 (M+V)+S2	0.22	99.45	96.30	0%	0%
1.25 (M+V)-S2	0.09	103.06	96.30	0%	0%
0.9M+S2	0.20	88.28	96.30	0%	0%
0.9M-S2	0.11	91.89	96.30	0%	0%

*Nota.* Elaboración propia.

En la tabla anterior se muestra el valor de Vud que representa las cargas impuestas por las solicitaciones sísmicas; por otra parte,  $\phi Vn1$  y  $\phi Vn2$  representan la resistencia al corte por fricción y la resistencia al corte por tracción diagonal respectivamente.

Por último, los valores de Fu1 y Fu2 representan los factores de uso mostrados en porcentaje, donde un valor mayor a 100% representará que la resistencia al corte por fricción y la resistencia al corte por tracción diagonal presentaron valores inferiores al cortante último debido a las solicitaciones.

De tal forma, se valida que las cuantías coladas resistente las solicitaciones de corte dado que los valores de factor de uso fueron inferiores al 100%.

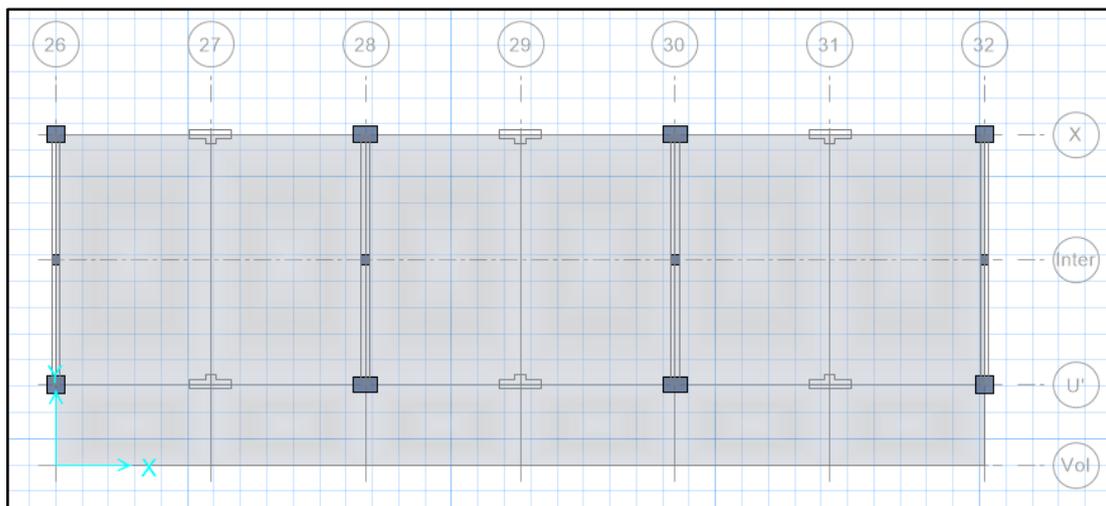
- **Diseño de losas aligeradas**

Para el diseño de losas aligeradas se ha usado el software SAFE 2016, en el cual se tuvo en consideración las siguientes propiedades de diseño

$f'c=$	210	Kg/cm <sup>2</sup>
$f_y=$	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
Tipo de losa	Losa aligerada	
Espesor =	25	cm
Franja de diseño=	40	cm

En la siguiente figura se muestra las losas modeladas en el software SAFE con el cual se consideró el diseño.

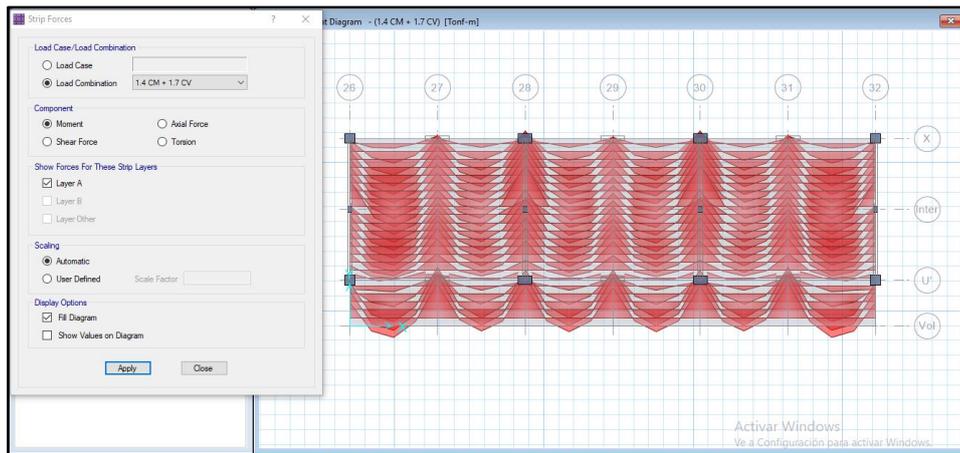
**Figura 47** Losas modeladas en SAFE



*Nota.* Elaboración propia.

Posteriormente, se verificó los momentos generados para la combinación de carga 1.4 CM + 1.7 CV como se muestra en la siguiente figura.

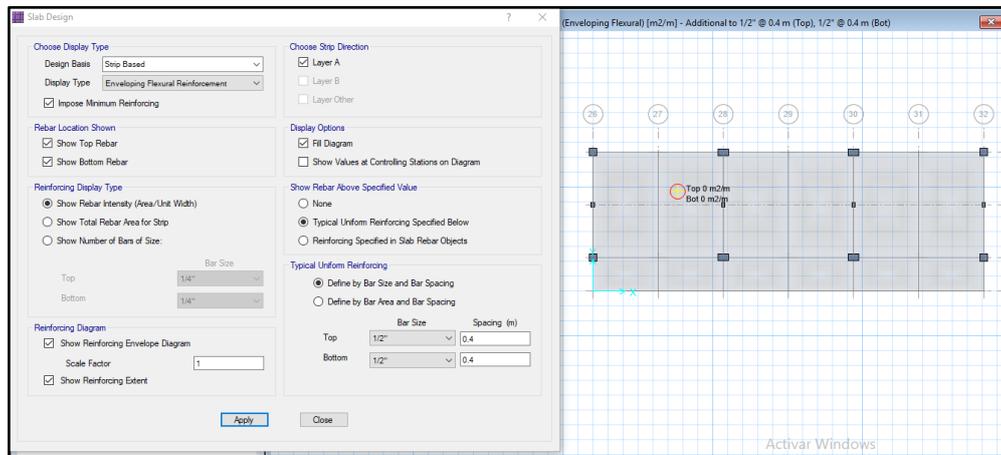
**Figura 48** Momentos debido a la carga 1.4 CM + 1.7 CV



Nota. Elaboración propia.

A continuación, se realizó el diseño de las losas considerando el comando “Strip design” con el cual se evaluó el diámetro de acero que permita cubrir las solicitaciones de momento.

**Figura 49** Cuantías de acero en losas



Nota. Elaboración propia.

De la figura anterior se determinó que para las losas del 1° nivel del módulo 09 la distribución de acero consistió en 1 varilla de 1/2" @ 0.40m. De igual forma, para el segundo nivel se determinó que la distribución de acero es 1 varilla de 3/8" @ 0.40m, dado que las cargas y solicitaciones son inferiores, y, por tanto, se propuso una reducción de la cuantía de acero para ese nivel.

- **Diseño de la cimentación**

Para el diseño este se ha considerado la capacidad portante del EMS, el cual nos indica un valor de  $1.15 \text{ kg/cm}^2$ , a un fondo de  $D_f = 1.60 \text{ m.}$ , la que se midió desde el nivel de vereda; y el tipo SC (Arena Arcillosa) en un estrato de apoyo. Asimismo, la cimentación fue modelada en el software SAFE 2016 considerando las siguientes características.

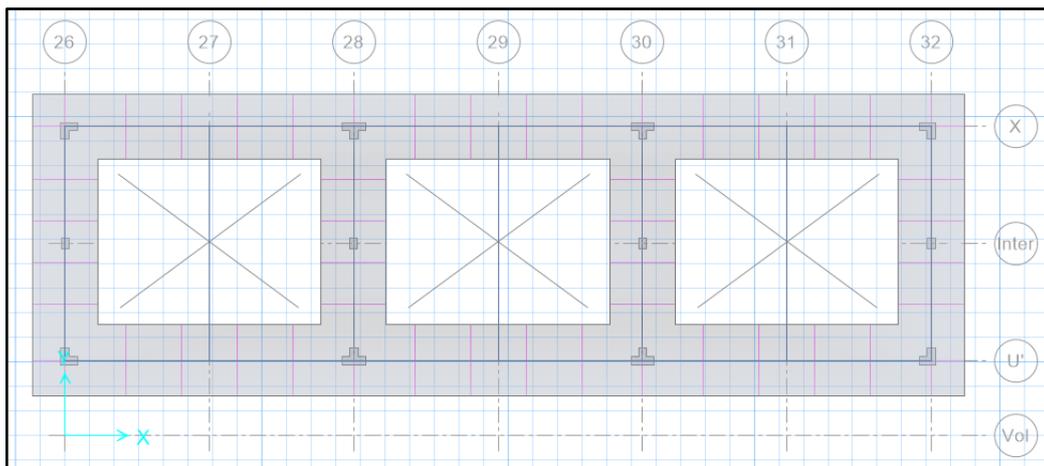
$f'c =$	210	$\text{Kg/cm}^2$
$f_y =$	4200	$\text{Kg/cm}^2$
Espesor de cimentación =	60	cm

A la cimentación se le colocó vigas de cimentación que tuvieron las siguientes características.

$f'c =$	210	$\text{Kg/cm}^2$
$f_y =$	4200	$\text{Kg/cm}^2$
B =	30	cm
H =	105	cm

A continuación, se muestra la estructura de la cimentación modelada en el software SAFE 2016.

**Figura 50** Modelado de la cimentación en SAFE 2016



*Nota.* Elaboración propia.

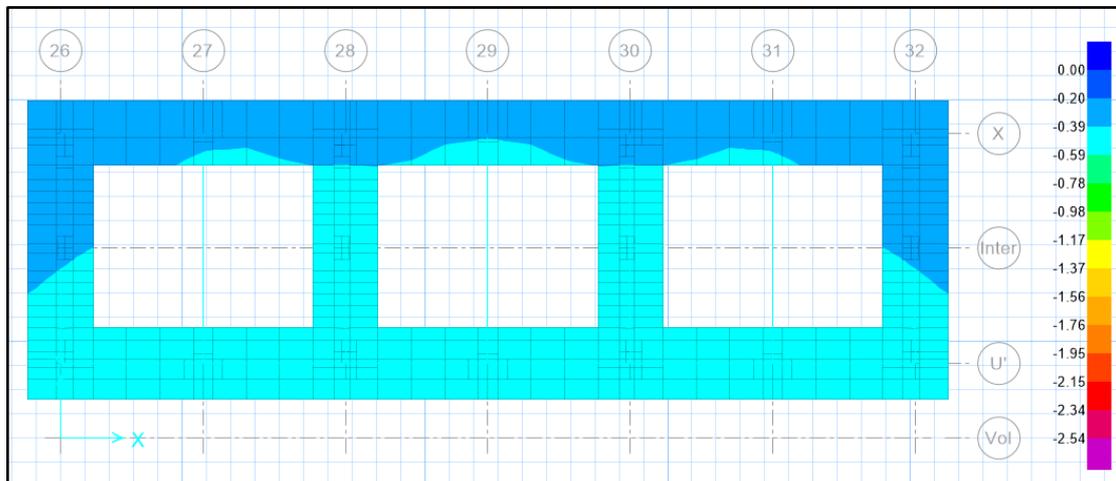
Antes de realizar la determinación de la cuantía de acero estructural en la cimentación se realizó las verificaciones de presiones y asentamientos considerando las siguientes combinaciones de carga:

- ✓ S1:  $D + L + L_{techo}$
- ✓ S2:  $D + L + L_{techo} + 0.8 S_x$
- ✓ S3:  $D + L + L_{techo} - 0.8 S_x$
- ✓ S4:  $D + L + L_{techo} + 0.8 S_y$
- ✓ S5:  $D + L + L_{techo} - 0.8 S_y$

### Verificación de asentamientos

Se realizó la verificación de asentamientos para todas las combinaciones de carga descritas anteriormente, de tal forma, se analizó que al aplicar las solicitaciones de servicio la cimentación no presente asentamientos mayores a 2.54 cm. En las siguientes figuras se detalla la verificación de presiones para todas las combinaciones de carga.

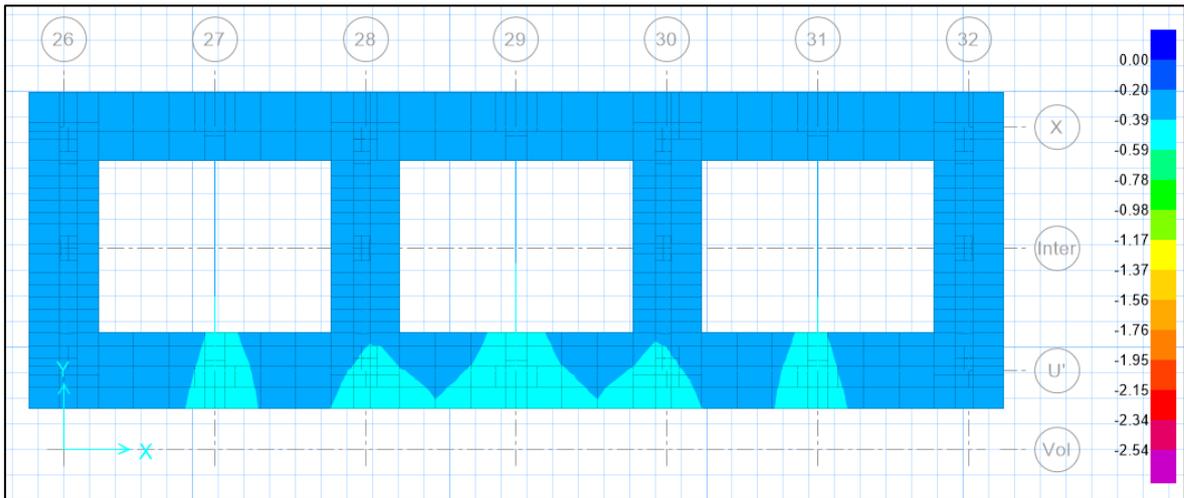
**Figura 51** Verificación de asentamientos (Combinación S1)



*Nota.* Elaboración propia.

Se puede evidenciar que la cimentación presenta asentamientos menores al valor de una 1", por lo cual para esta combinación cumple con las solicitaciones impuestas.

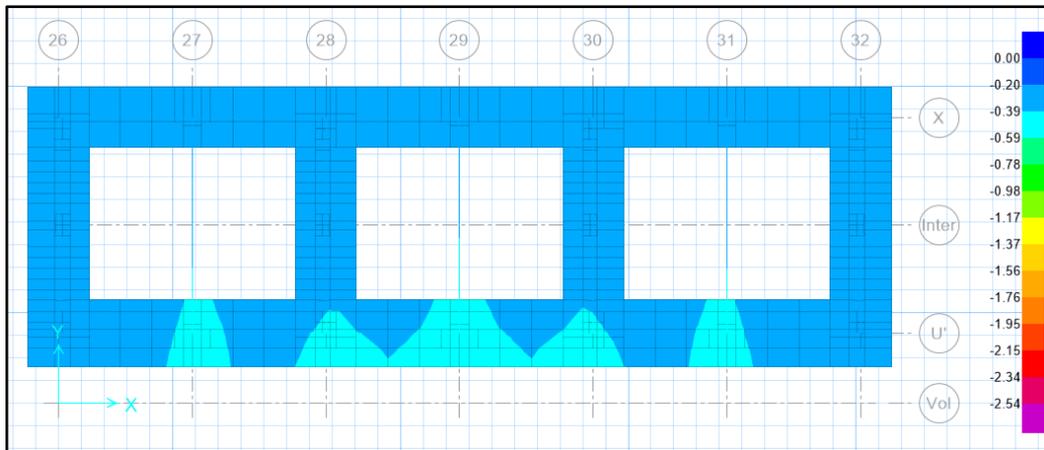
**Figura 52 Verificación de asentamientos (Combinación S2)**



*Nota. Elaboración propia.*

Se puede evidenciar que la cimentación presenta asentamientos menores al valor de una 1", por lo cual para esta combinación cumple con las solicitaciones impuestas.

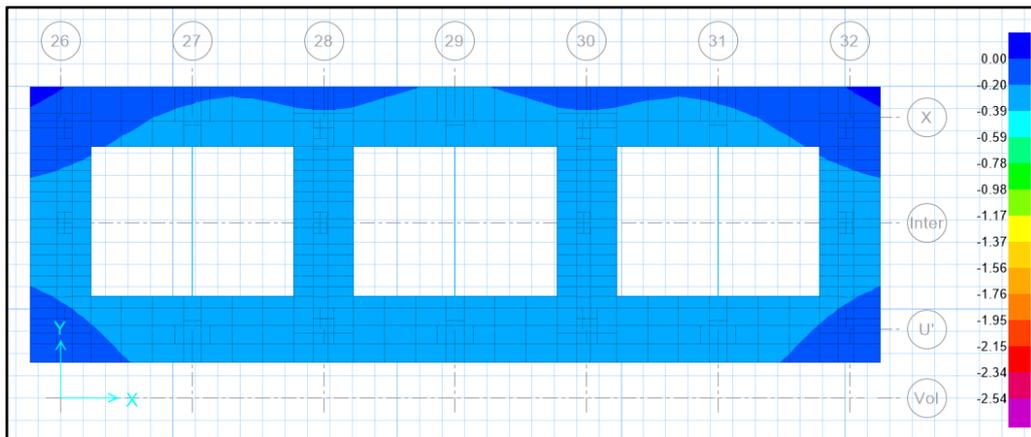
**Figura 53 Verificación de asentamientos (Combinación S3)**



*Nota. Elaboración propia.*

Se puede evidenciar que la cimentación presenta asentamientos menores al valor de una 1", por lo cual para esta combinación cumple con las solicitaciones impuestas.

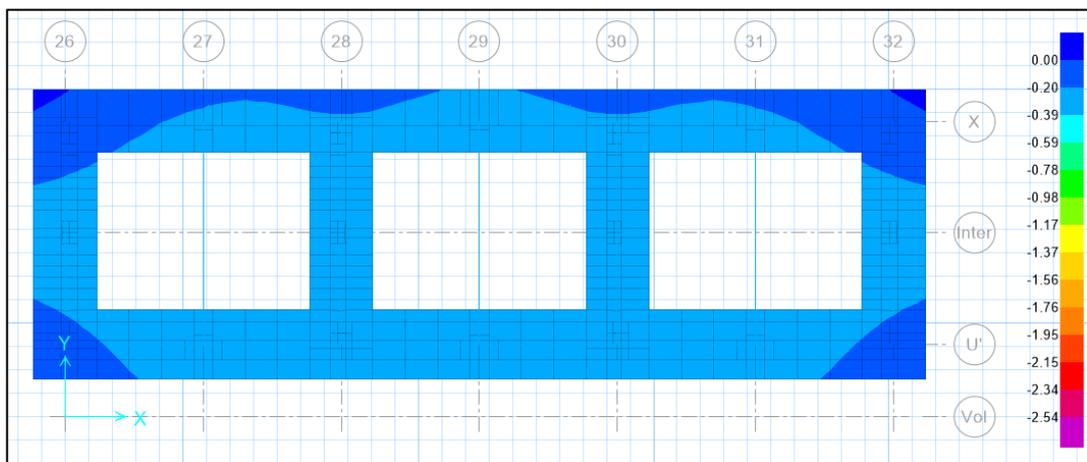
**Figura 54** Verificación de asentamientos (Combinación S4)



Nota. Elaboración propia.

Se puede evidenciar que la cimentación presenta asentamientos menores al valor de una 1", por lo cual para esta combinación cumple con las solicitaciones impuestas.

**Figura 55** Verificación de asentamientos (Combinación S5)



Nota. Elaboración propia.

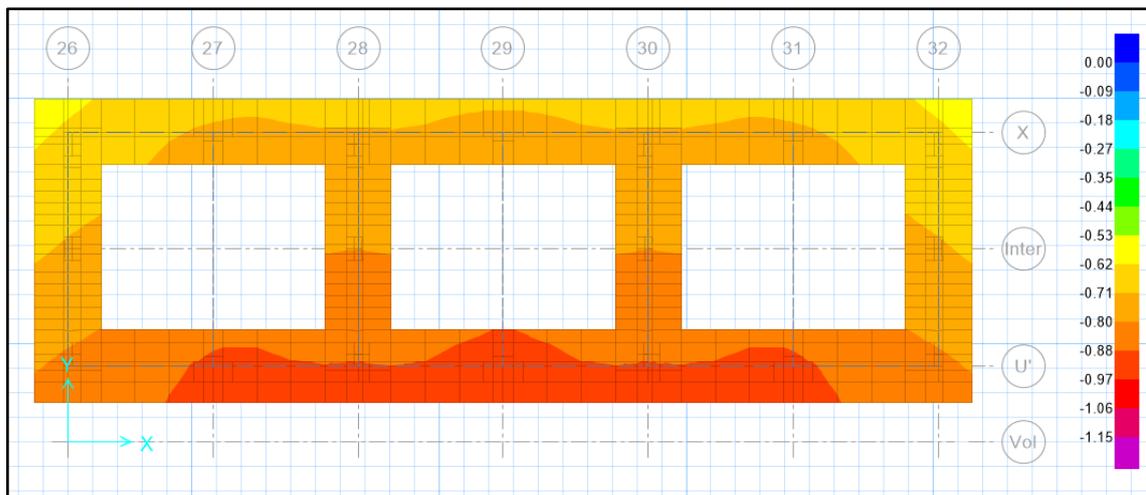
Se puede evidenciar que la cimentación presenta asentamientos menores al valor de una 1", por lo cual para esta combinación cumple con las solicitaciones impuestas.

Se comprobó que los asentamientos no fueron mayores que el valor de 2.54cm para ninguna combinación de carga impuesto, por lo cual la cimentación no presentará este tipo de inconvenientes.

### Verificación de presiones

Se realizó la verificación de presiones considerando todas las combinaciones de carga descritas anteriormente, de tal forma, se analizó que las presiones originadas por las combinaciones de carga no deben superar el valor de  $1.15 \text{ kg/cm}^2$  que corresponde a la capacidad portante del suelo. En las siguientes figuras se muestra las verificaciones de presiones realizadas para todas las combinaciones de carga.

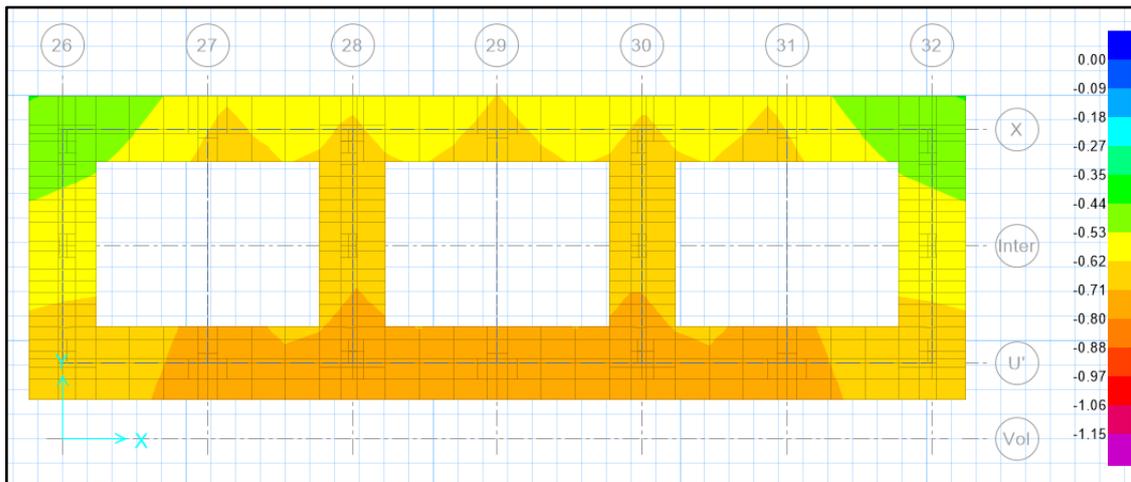
**Figura 56** Verificación de presiones (Combinación S1)



*Nota.* Elaboración propia.

Se pudo observar en la figura anterior que los valores de presiones originados para la combinación de carga S1 fueron menores que el valor de la capacidad portante del suelo.

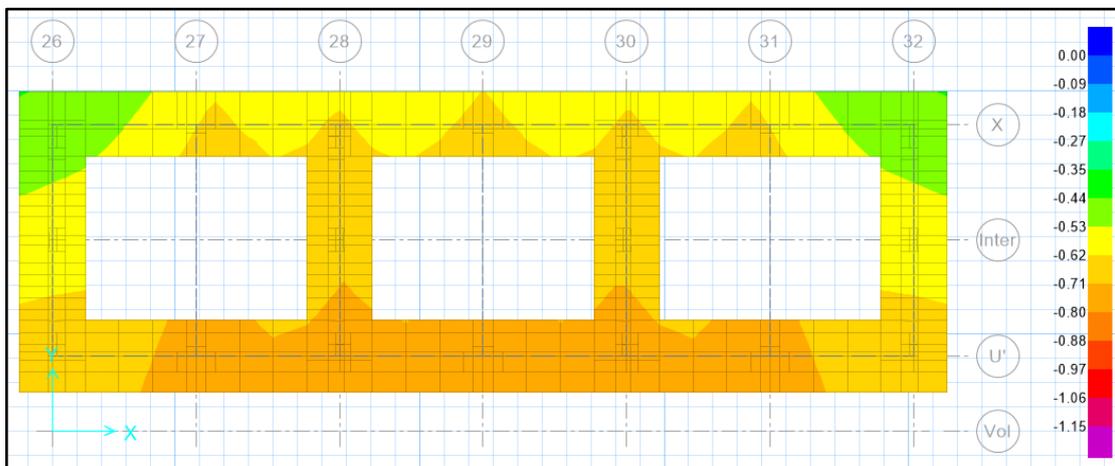
**Figura 57** Verificación de presiones (Combinación S2)



*Nota.* Elaboración propia.

Se pudo observar en la figura anterior que los valores de presiones originados para la combinación de carga S2 fueron menores que el valor de la capacidad portante del suelo.

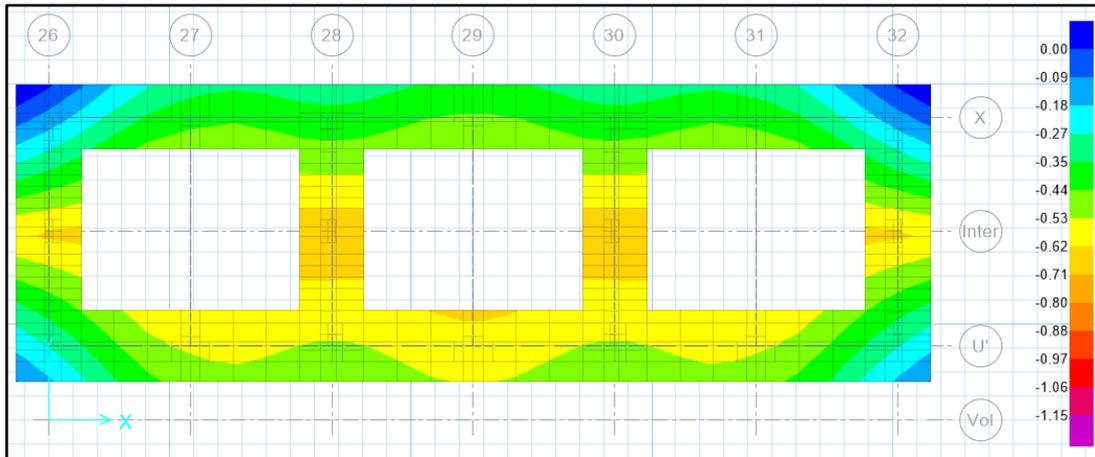
**Figura 58** Verificación de presiones (Combinación S3)



*Nota.* Elaboración propia.

Se pudo observar en la figura anterior que los valores de presiones originados para la combinación de carga S3 fueron menores que el valor de la capacidad portante del suelo.

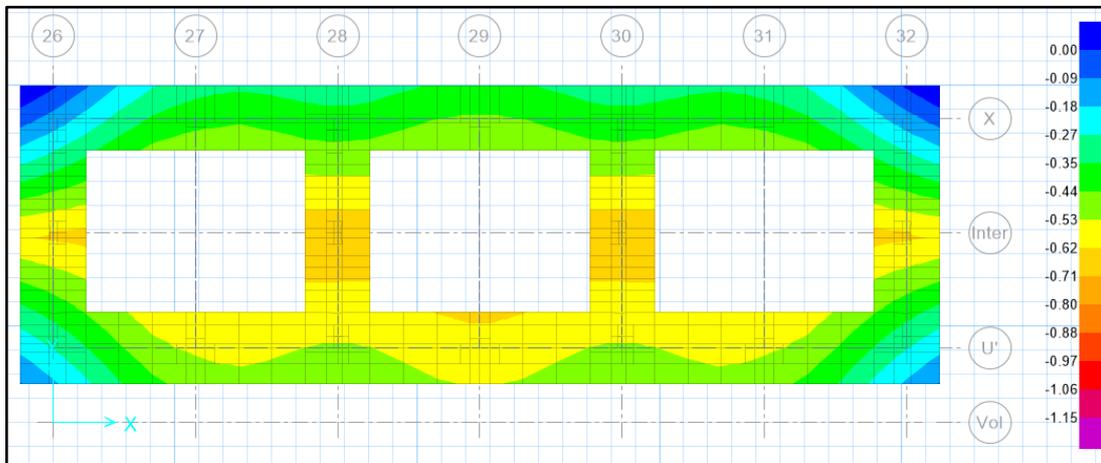
**Figura 59** Verificación de presiones (Combinación S4)



*Nota.* Elaboración propia.

Se pudo observar en la figura anterior que los valores de presiones originados para la combinación de carga S4 fueron menores que el valor de la capacidad portante del suelo.

**Figura 60** Verificación de presiones (Combinación S5)



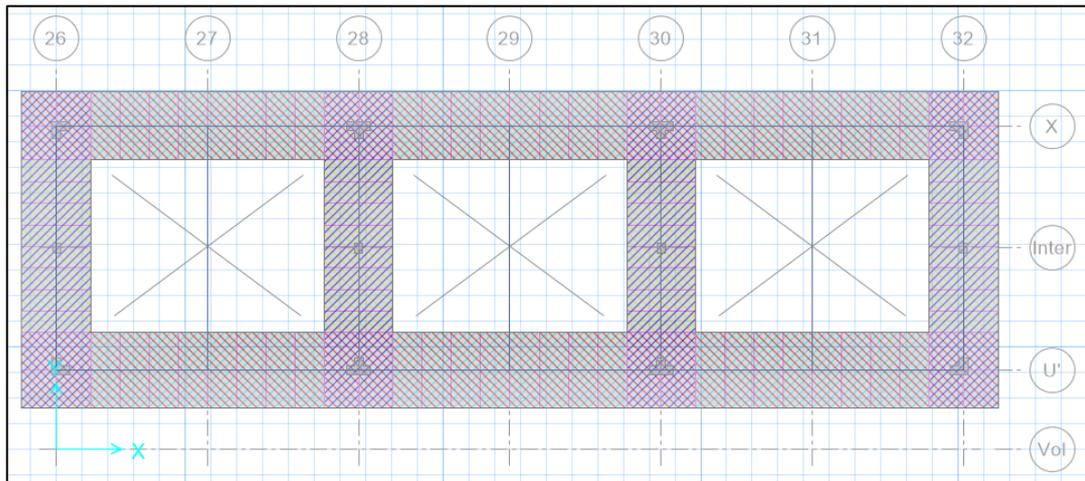
*Nota.* Elaboración propia.

Se pudo observar en la figura anterior que los valores de presiones originados para la combinación de carga S5 fueron menores que el valor de la capacidad portante del suelo.

## Diseño de las zapatas corridas

En primer lugar, para realizar el diseño de las zapatas corridas se incorporó las franjas de diseño considerando distancias de  $L/4$ , donde el valor de  $L$  es la luz libre entre columnas. A continuación, se muestra las franjas de diseño incorporadas en el modelo para realizar el diseño de las zapatas corridas.

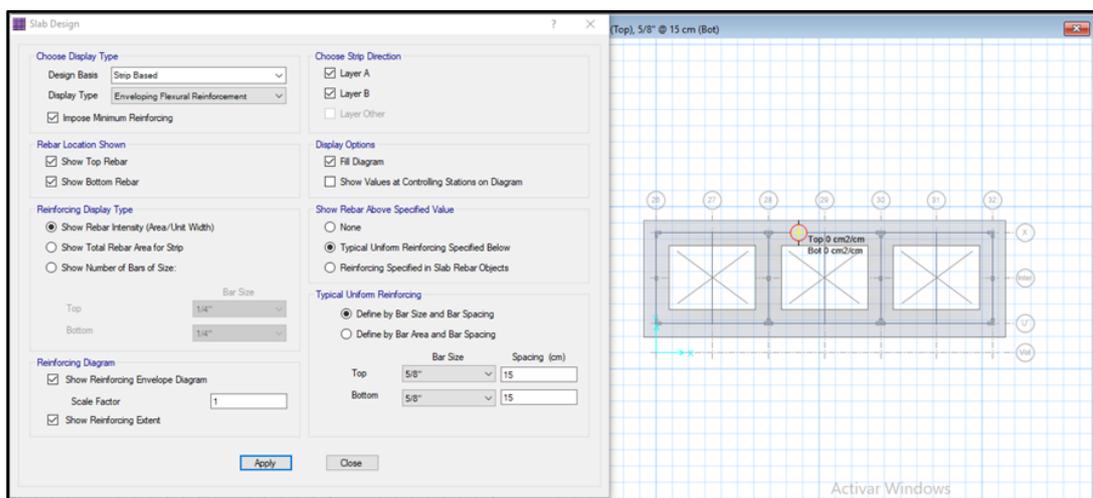
**Figura 61** Franjas de diseño en cimentación



*Nota.* Elaboración propia.

De tal forma, se realizó el diseño de las zapatas corridas como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 62** Determinación de la cuantía de acero en cimentación



*Nota.* Elaboración propia.

En la figura anterior se puede observar que las distribuciones de aceros en las zapatas corridas fueron de 5/8" @ 0.15m tanto en la parte superior como inferior. Con esta distribución se cubrieron todas las solicitaciones impuestas, por lo que, las cuantías empleadas fueron las óptimas.

### Diseño de vigas de cimentación

Se realizó el diseño a flexión de las vigas de cimentación considerando eje X, para ello se tuvo en cuenta las siguientes características.

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

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

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

$$h = 105 \text{ cm}$$

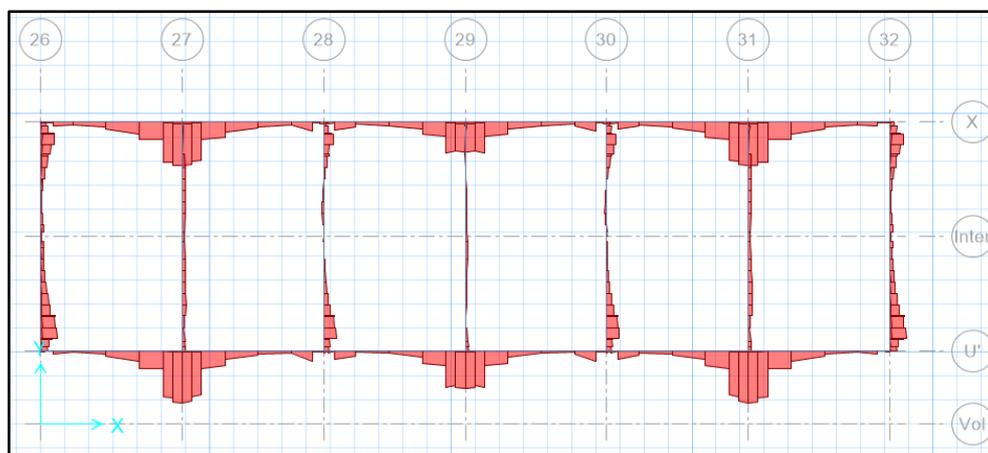
$$t = 9 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.850$$

$$d = 96 \text{ cm}$$

**Figura 63** Momentos por envoltorio en vigas de cimentación



*Nota.* Elaboración propia.

El eje X se compone de 6 tramos en donde se ha considerado que el acero corrido en todos los tramos será de  $2 \phi 3/4" + 1 \phi 5/8"$  que representa  $7.68 \text{ cm}^2$  repartidos tanto en la parte superior e inferior de la viga de  $30 \times 105 \text{ cm}$ .

Por consiguiente, se verificaron que el acero permita cubrir los momentos para un caso de carga por Envolvente. En la siguiente tabla se detalla la verificación realizada para el diseño por flexión de las vigas de cimentación para el eje X.

**Tabla 21**

*Diseño por flexión en vigas de cimentación - Eje X*

EJE	Mu (t.m)	As (cm <sup>2</sup> )	φMn (t.m)	FU (%)	Distribución de aceros	Ver. Esp
26	M+= 3.82 = = 7.68	27.87	14%	AC: 2 φ 3/4"+1φ5/8"	CUMPLE	
Medio	M+= 5.22 = = 7.68	27.87	19%	AC: 2 φ 3/4"+1φ5/8"	CUMPLE	
27	M+= 18.20 = = 7.68	27.87	65%	AC: 2 φ 3/4"+1φ5/8"	CUMPLE	
Medio	M+= 7.82 = = 7.68	27.87	28%	AC: 2 φ 3/4"+1φ5/8"	CUMPLE	
28	M+= 8.69 = = 7.68	27.87	31%	AC: 2 φ 3/4"+1φ5/8"	CUMPLE	
Medio	M+= 5.20 = = 7.68	27.87	19%	AC: 2 φ 3/4"+1φ5/8"	CUMPLE	
29	M+= 14.54 = = 7.68	27.87	52%	AC: 2 φ 3/4"+1φ5/8"	CUMPLE	
Medio	M+= 5.29 = = 7.68	27.87	19%	AC: 2 φ 3/4"+1φ5/8"	CUMPLE	
30	M+= 9.35 = = 7.68	27.87	34%	AC: 2 φ 3/4"+1φ5/8"	CUMPLE	
Medio	M+= 6.51 = = 7.68	27.87	23%	AC: 2 φ 3/4"+1φ5/8"	CUMPLE	
31	M+= 18.20 = = 7.68	27.87	65%	AC: 2 φ 3/4"+1φ5/8"	CUMPLE	
Medio	M+= 9.38 = = 7.68	27.87	34%	AC: 2 φ 3/4"+1φ5/8"	CUMPLE	
32	M+= 3.61 = = 7.68	27.87	13%	AC: 2 φ 3/4"+1φ5/8"	CUMPLE	

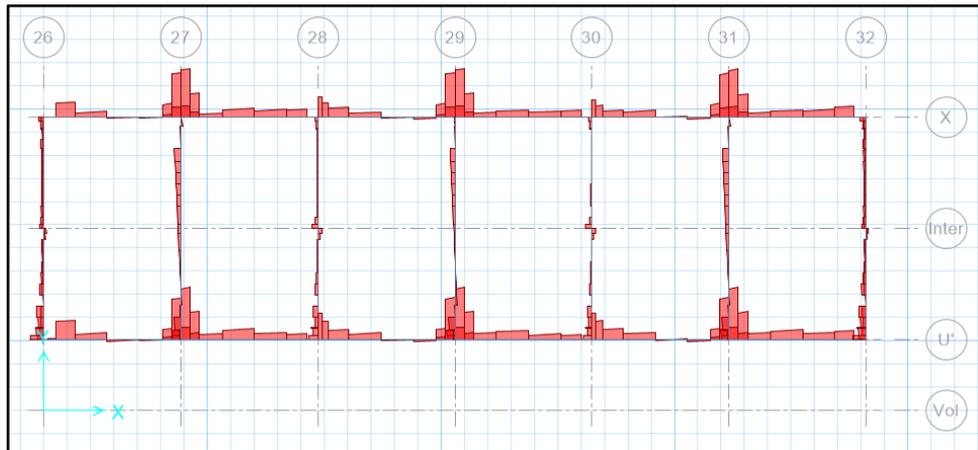
*Nota.* Elaboración propia.

En la tabla anterior se pudo determinar que el momento nominal propiciado por las 2 φ 3/4" + 1 φ 5/8" fue superior al momento último debido a la carga de Envolvente, esto se pudo observar en el factor "FU%" que representa el porcentaje que influye el momento último en el momento nominal, por lo tanto, un valor mayor a 100% representa que la resistencia nominal es superada por los valores últimos. De tal forma, la cuantía de acero planteada cumplió con el diseño a flexión en las vigas de cimentación del eje X.

## Diseño por Corte

El diseño por corte fue realizado empleando las fuerzas de corte en las caras de las columnas de cada tramo de viga de cimentación; asimismo, la combinación de carga que fue empleada para estimar las cortantes fue el caso de carga “Envolvente” tal y como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 64** Cortantes por envolvente en vigas de cimentación



*Nota.* Elaboración propia.

Se realizó el diseño por corte de las vigas de cimentación considerando el eje X, para ello se tuvo en cuenta las siguientes características.

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

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

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

$$h = 105 \text{ cm}$$

$$t = 9 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$d = 96 \text{ cm}$$

$$\text{Øestribo} = 3/8''$$

Se consideró inicialmente un estribo con diámetro de 3/8" y dos ramas para resistir las fuerzas de corte. En la siguiente tabla se detalla las fuerzas de corte encontradas en todos los tramos de la viga de cimentación del eje X.

**Tabla 22***Cortantes últimas en las vigas de cimentación del eje X*

EJE	Vu (tn)	
26	V+=	9.55
27	V+=	2.56
28	V+=	6.49
29	V+=	2.76
30	V+=	4.43
31	V+=	2.74
32	V+=	7.42

*Nota.* Elaboración propia.

Considerando la tabla anterior se identificó el valor de cortante última con el cual se diseñó todos los tramos de la viga de cimentación del eje X. De tal forma, se encontraron los siguientes valores a considerar para detallar la distribución final de los estribos.

<b>Vu=</b>	9.55	Tn	(Cortante última máxima)
<b>Av =</b>	1.42	cm <sup>2</sup>	(Área resistente que aporta el estribo)
<b>Vc =</b>	0.00	Tn	(Resistencia del concreto al corte)
<b>Vs =</b>	38.17	Tn	(Resistencia del acero al corte)
<b>ØVn =</b>	32.44	Tn	(Resistencia nominal de la sección)
<b>Fu =</b>	29%		(Factor de uso (Vu/ ØVn))

El factor de uso del elemento para resistir las fuerzas de corte es de 29%, por lo que el elemento resistirá las cortantes que se le impongan considerando un estribo de 3/8" y dos ramas. Verificando que el estribo y la sección aporta la suficiente resistencia se detalla en la siguiente tabla la distribución de las vigas en las zonas de confinamiento y central de los tramos analizados.

**Tabla 23***Distribución de estribos para las vigas de cimentación - eje X*

Zona extremos		Zona central	
<b>d/4</b>	24.00 cm	<b>d/2</b>	48.00 cm
<b>8Db</b>	22.72 cm	<b>16Db</b>	45.44 cm
<b>24Dest</b>	17.04 cm	<b>b</b>	30.00 cm
<b>300mm</b>	30.00 cm	<b>300mm</b>	30.00 cm
<b>Separación de est. :</b>	<b>15 cm</b>	<b>Separación de est. :</b>	<b>30 cm</b>

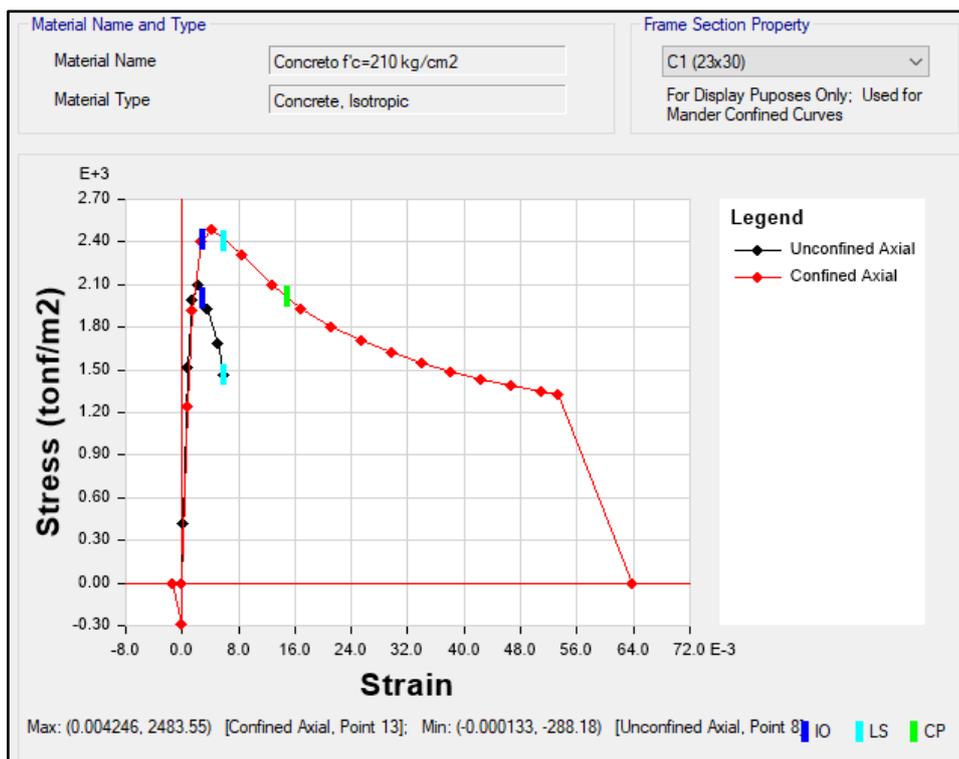
*Nota.* Elaboración propia.

De la tabla anterior se pudo identificar que la separación para la zona de los extremos el espaciamiento fue de 15cm, mientras que para la zona central el espaciamiento fue de 30cm. Asimismo, determinando que la zona de confinamiento tendrá un valor de 2.10m la distribución final fue:  $\phi$  3/8":1@5cm;14@15cm; resto@30cm.

- **Aplicación del análisis Pushover**

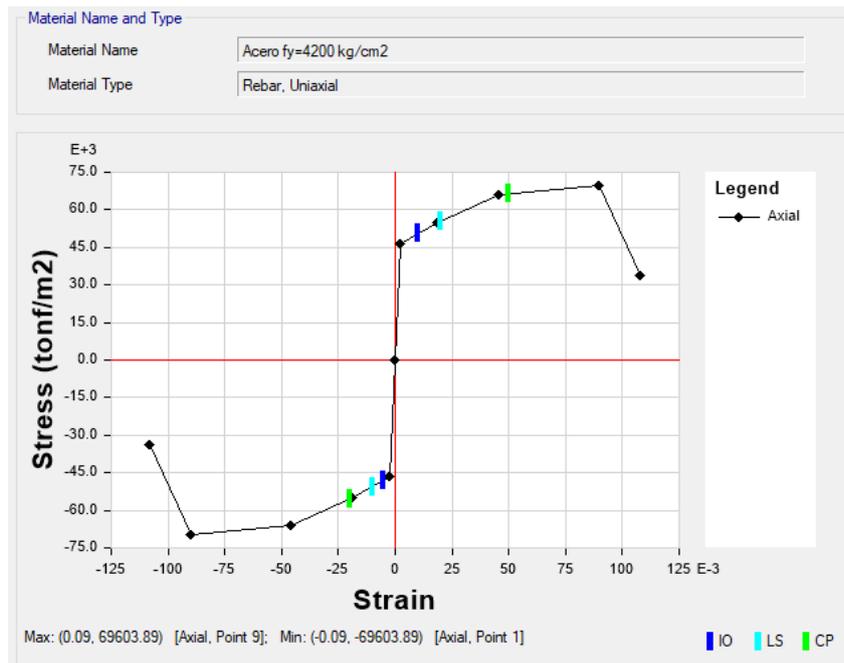
La aplicación del análisis Pushover consiste en imponer fuerzas horizontales incrementales hasta llevar a la estructura a su punto ultimo de capacidad. En primer lugar, se deberá considerar modelos constitutivos tanto del acero y concreto que estimen la plasticidad de los elementos estructurales.

**Figura 65** Modelo de Mander en concreto



*Nota.* Elaboración propia.

**Figura 66** Modelo de Park en acero de refuerzo



Nota. Elaboración propia.

El siguiente paso a realizar es incorporar el acero estructural en todos los elementos que soportarán las cargas incrementales. A continuación, se detalla la asignación de acero en cada uno de los elementos estructurales resistentes de la edificación.

### Asignación de acero de refuerzo en vigas

**Figura 67** Acero de refuerzo en vigas

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type  
 P-M2-M3 Design (Column)  
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material  
Longitudinal Bars: Acero fy=4200 kg/cm2  
Confinement Bars (Ties): Acero fy=4200 kg/cm2

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid  
Top Bars: 0.06 m  
Bottom Bars: 0.06 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams  
Top Bars at I-End: 0.0006 m<sup>2</sup>  
Top Bars at J-End: 0.0006 m<sup>2</sup>  
Bottom Bars at I-End: 0.0006 m<sup>2</sup>  
Bottom Bars at J-End: 0.0006 m<sup>2</sup>

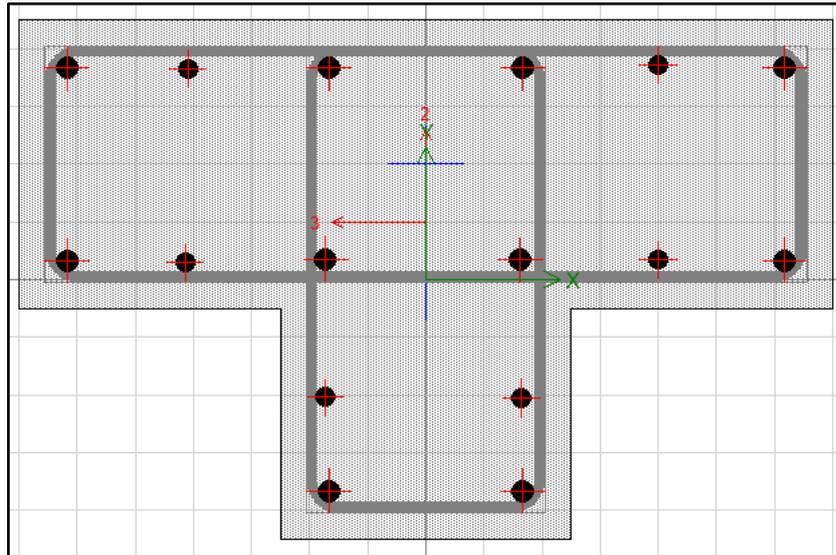
OK Cancel

Nota. Elaboración propia.

El acero estructural de vigas fue incorporado en el mismo “Frame section property” considerando las cuantías tanto en la parte superior e inferior de la viga como se muestra en la figura anterior.

### Asignación de acero de refuerzo en columnas

**Figura 68** Acero de refuerzo en columnas



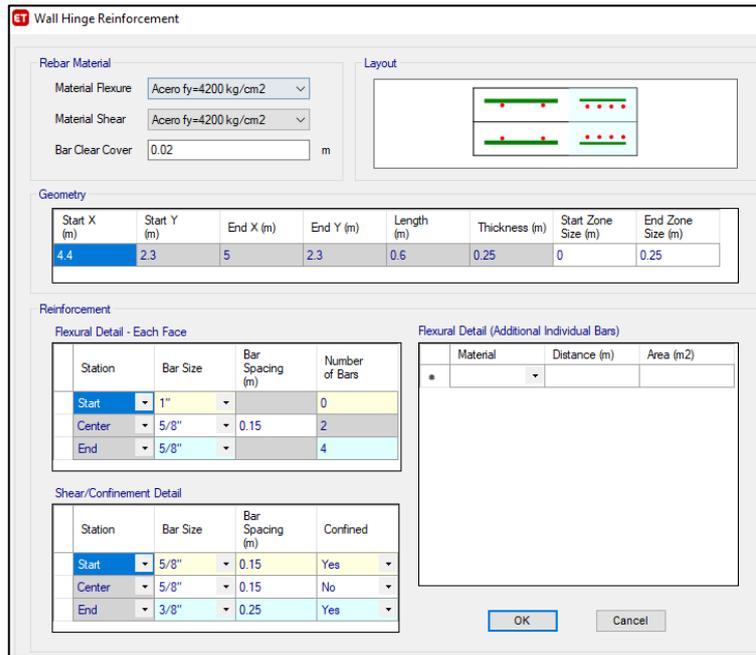
*Nota.* Elaboración propia.

El acero de refuerzo en las columnas fue incorporado haciendo uso del “Section designer”, donde se le incorporó manualmente los diámetros de acero teniendo en consideración su ubicación en planta.

### Asignación de acero de refuerzo en muros de corte

La incorporación del acero en los muros de corte se realizó mediante la herramienta “Wall Hinge Reinforcement”, donde se pudo colocar el acero estructural considerando las zonas de confinamiento y central; asimismo, asignar directamente el acero destinado para resistir las fuerzas de corte como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 69** Acero de refuerzo en muros de corte

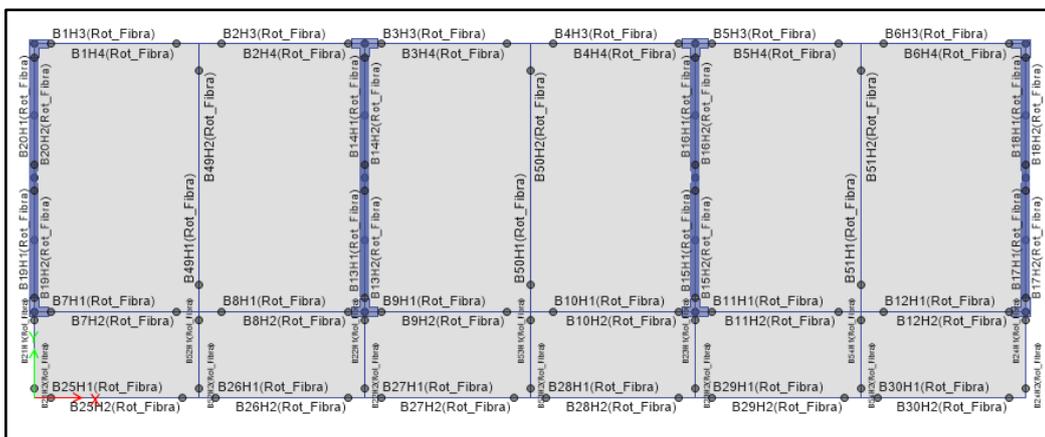


*Nota.* Elaboración propia.

### Incorporación de rótulas plásticas en los elementos estructurales

En el software Etabs 2018 se incorporaron las rótulas plásticas en todos los elementos estructurales resistentes, a continuación, se detalla la asignación de cada uno de ellos. En la siguiente figura se muestra las rótulas plásticas tipo fibra en las vigas considerando un valor del 10% y 90% de la luz libre de vigas como se muestra en la siguiente figura.

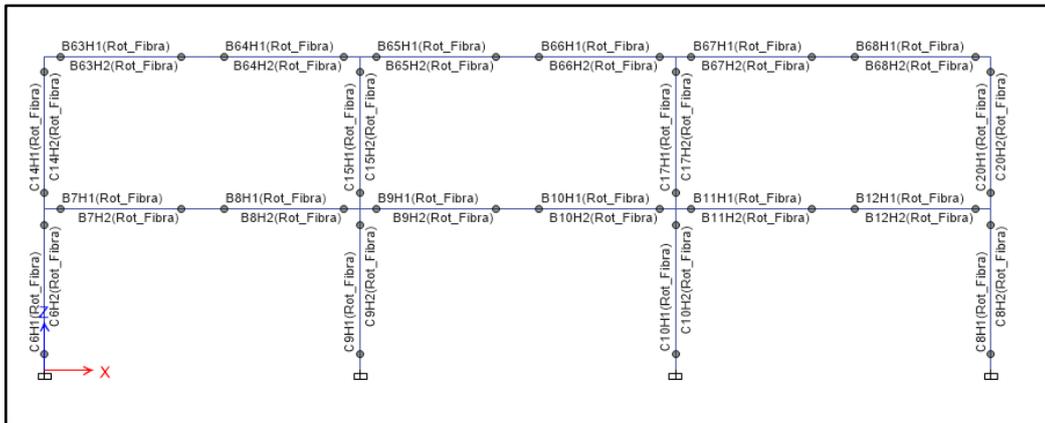
**Figura 70** Rótulas plásticas en vigas



*Nota.* Elaboración propia.

Para la asignación de rótulas plásticas en las columnas también se consideró que sean tipo fibra con una distancia del 10% y 90% de la distancia total de la columna como se muestra en la siguiente figura.

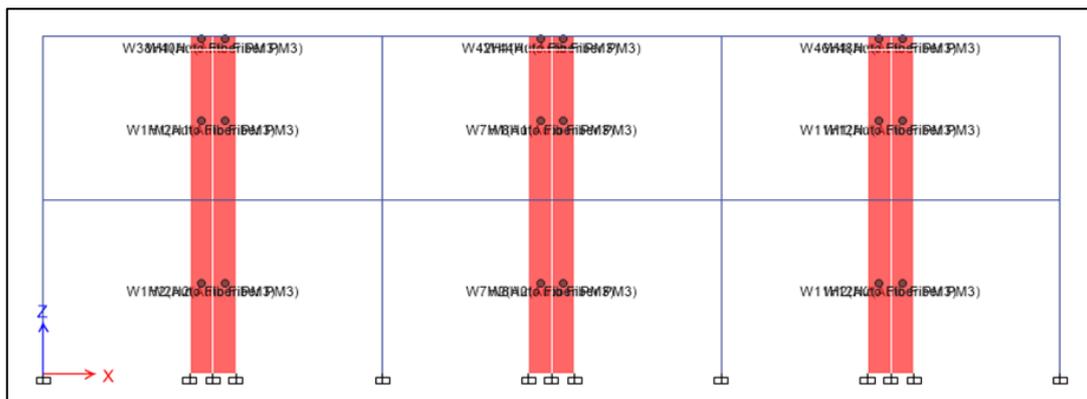
**Figura 71** Rótulas plásticas en columnas



*Nota.* Elaboración propia.

En los muros de corte las rótulas plásticas fueron colocadas en el centro geométrico del muro y considerando propiedades del tipo fibra como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 72** Rótulas plásticas en muros de corte



*Nota.* Elaboración propia.

Por otra parte, los muros de albañilería fueron modelados considerando su geometría como tipo frame, donde sus dimensiones fueron determinadas mediante

“Frame Section”. El tipo de modelamiento considerado para los muros de albañilería se le conoce como columna ancha.

**Figura 73 Dimensiones de los muros de albañilería**

**General Data**

Property Name: Muro 1

Material: Concreto  $f_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 0.25 m

Width: 3.055 m

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently Default

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

*Nota.* Elaboración propia.

Por consiguiente, se le asignó un modelo de Fuerza – desplazamiento considerando únicamente el corte en su plano. El modelo de Fuerza – desplazamiento consideró la capacidad máxima del muro de albañilería tal y como se muestra en la siguiente ilustración.

**Figura 74 Modelo Fuerza – desplazamiento en rotula plástica de albañilería confinada**

**Displacement Control Parameters**

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.4	-13
D-	-1	-8.5
C-	-1.15	-5.5
B-	-0.77	0
A	0	0
B	0.77	0
C	1.15	5.5
D	1	8.5
E	0.4	13

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

**Scaling for Force and Disp**

Use Yield Force

Force SF: Positive 44.27, Negative tonf

Use Yield Disp (Steel Objects Only)

Disp SF: Positive 0.01, Negative m

**Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)**

Immediate Occupancy: Positive 2.5, Negative

Life Safety: Positive 7, Negative

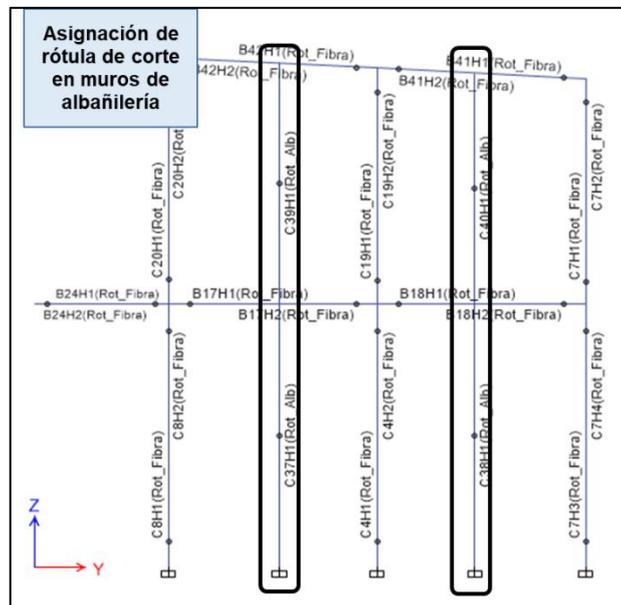
Collapse Prevention: Positive 10, Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

*Nota.* Elaboración propia.

Por último, se incorporó la rótula plástica en el centro geométrica del muro de albañilería considerando el modelo antes descrito.

**Figura 75** Asignación de rótula de corte en muros de albañilería



Nota. Elaboración propia.

### Casos de carga

Para realizar de forma adecuada el análisis Pushover se tuvo que asignar al software Etabs los casos de carga no lineales tanto de gravedad como de empuje. En la siguiente ilustración se muestra el caso de carga no lineal por gravedad.

**Figura 76** Caso de carga no lineal por gravedad

**General**

Load Case Name: Gravedad [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Masa modulo 09

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: [ ]

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	C. Muerta	1.1
Load Pattern	C. Viva	0.5
Load Pattern	C. Viva Techo	0.25

[Add] [Delete]

Nota. Elaboración propia.

El caso de carga por gravedad consideró entre sus propiedades que es una sola carga asignada en el nodo 17 en el último nivel como punto de control.

Los casos de carga de empuje fueron determinados para realizarse mediante múltiples pasos; de tal forma, es posible formar la curva de capacidad para visualizar el desempeño estructural; asimismo, el nodo de control se ubicó en el nodo 17 en el último nivel.

**Figura 77** Caso de carga de empuje en X

**General**

Load Case Name: Push X [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Gravedad

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	1

[Add] [Delete]

*Nota.* Elaboración propia.

**Figura 78** Caso de carga de empuje en Y

**General**

Load Case Name: Push Y [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Gravedad

**Loads Applied**

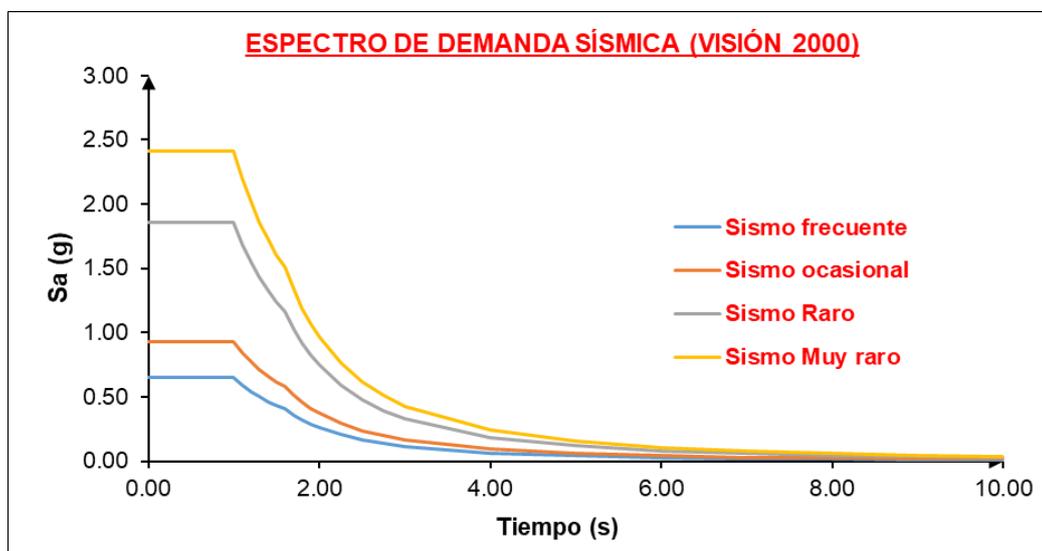
Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UY	1

[Add] [Delete]

*Nota.* Elaboración propia.

Por último, se incorporó al programa Etabs los espectros de demanda sísmica para determinar el desempeño sísmico general de la estructura.

**Figura 79** Espectro de demanda sísmica (Visión 2000)



Nota. Elaboración propia.

El sismo frecuente considera un periodo de retorno de 43 años y su factor de escala es de 0.3 veces el sismo Raro. El sismo ocasional considera un periodo de retorno de 75 años y su factor de escala es de 0.5 veces el sismo Raro. El sismo raro considera un periodo de retorno de 475 años. El sismo Muy raro es aquel que considera un periodo de retorno de 975 años y su factor de escala es de 1.30 veces el sismo raro.

### 3.6. Método de análisis de datos

La investigación es descriptiva, al carecer de variables se limita a recaudar información en base a los instrumentos para la recolección de datos, en este caso se deberá presentar el análisis del fenómeno en estudio de forma precisa y ordenada, presentando una información para un sustento adecuado (Guevara Alban, Verdesoto Arguello, & Castro Molina, 2020).

La investigación es de tipo no experimental, ya que no hay intervención de las variables, aplicando la observación para describir, analizar y explicar la estructura en su estado actual (Cienfuegos Villanueva, 2022).

#### IV. RESULTADOS

Los resultados fueron determinados siguiendo el procedimiento mostrado con anterioridad y considerando los objetivos generales y específicos.

**OG: Realizar el diseño estructural de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García empleando la metodología no lineal.**

De acuerdo a lo planteado en el objetivo general se obtuvieron los siguientes resultados.

En la siguiente tabla se muestra los niveles sísmicos encontrados en el Modulo 09 de la institución educativa en la dirección X.

**Tabla 24**

*Nivel sísmico encontrado en X – Módulo 09*

Amenaza sísmica	Punto Objetivo		Nivel Encontrado	¿Cumple?
	D (m)	V (Tn)		
<b>Sismo Raro (PR 475 años)</b>	0.034	838.83	<b>Operacional</b>	Sí
<b>Sismo Muy Raro (PR 975 años)</b>	0.050	1038.72	<b>Funcional</b>	Sí

*Nota.* Elaboración propia.

**Interpretación:** En la tabla mostrada anteriormente se puede observar que los niveles encontrados cumplen con lo requerido por la normativa VISION 2000 para edificaciones destinadas a centros educativos, dado que los niveles fueron “Operacional” y “Funcional” para las amenazas sísmicas que tienen un periodo de retorno de 475 y 975 años en la componente ortogonal X. Por tal motivo, se puede validar que el diseño estructural realizado empleando la normativa peruana es el adecuado para el cumplimiento de estándares internacionales y metodologías no lineales.

Asimismo, en la dirección Y del módulo 09 se encontraron los siguientes niveles sísmico mostrados a continuación.

**Tabla 25***Nivel sísmico encontrado en Y – Módulo 09*

Amenaza sísmica	Punto Objetivo		Nivel Encontrado	¿Cumple?
	D (m)	V (Tn)		
<b>Sismo Raro (PR 475 años)</b>	0.014	637.14	<b>Operacional</b>	Sí
<b>Sismo Muy Raro (PR 975 años)</b>	0.023	739.24	<b>Funcional</b>	Sí

*Nota.* Elaboración propia.

**Interpretación:** En la tabla mostrada anteriormente se puede observar que los niveles encontrados cumplen con lo requerido por la normativa VISION 2000 para edificaciones destinadas a centros educativos, dado que los niveles fueron “Operacional” y “Funcional” para las amenazas sísmicas que tienen un periodo de retorno de 475 y 975 años en la componente ortogonal Y. Por tal motivo, se puede validar que el diseño estructural realizado empleando la normativa peruana es el adecuado para el cumplimiento de estándares internacionales y metodologías no lineales.

Se pudo apreciar en los resultados mostrados en ambas direcciones de los módulos analizados cumplen con los requisitos de las normativas internacionales implementadas para el diseño estructural de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García empleando la metodología no lineal.

**OE - 1: Determinar las características geotécnicas del predio a partir de un estudio de mecánica de suelo.**

Se determinó las características geotécnicas del suelo del predio a partir de calicatas. A continuación, se muestran las características principales de la exploración realizada en la zona de la edificación.

**Tabla 26***Principales características del suelo encontradas*

N°	Descripción del ensayo	Unidad	Calicatas				
			C-01	C-02	C-03	C-04	C-05
1	Contenido de humedad	%	2.22	2.39	4.40	2.32	4.30
2	Limite liquido	%	28.48	28.90	27.27	28.63	27.54
3	Limite plástico	%	17.30	17.18	16.18	17.00	15.70
4	Índice de plasticidad	%	11.17	11.72	11.09	11.63	11.84
5	Clasificación SUCS	%	SC	SC	SC	SC	SC
6	Peso específico promedio	gr/cm <sup>3</sup>	1.687	1.738	1.644	1.805	1.839

*Nota.* Elaboración propia.

**Interpretación:** De la tabla anterior se pudo deducir que en todas las calicatas se determinó según la clasificación SUCS que es una arena con arcilla; por otra parte, se observó que el contenido de humedad máximo encontrado fue de 4.40%. Asimismo, el índice de plasticidad no superó el 12% en ninguna muestra analizada. Y, por último, el peso específico promedio máximo fue de 1.839 gr/cm<sup>3</sup>.

Asimismo, de acuerdo a los resultados que mostró el suelo se determinó los siguientes valores según la normativa E.030 de Diseño Sismorresistente.

**Tabla 27***Valores del suelo según la normativa E.030*

Parámetro	Factor
Factor de amplificación del suelo (S)	1.10
Periodo que define la plataforma del factor C (T <sub>P</sub> )	1.00 s
Periodo que define el inicio de la zona del factor C (T <sub>L</sub> )	1.60 s

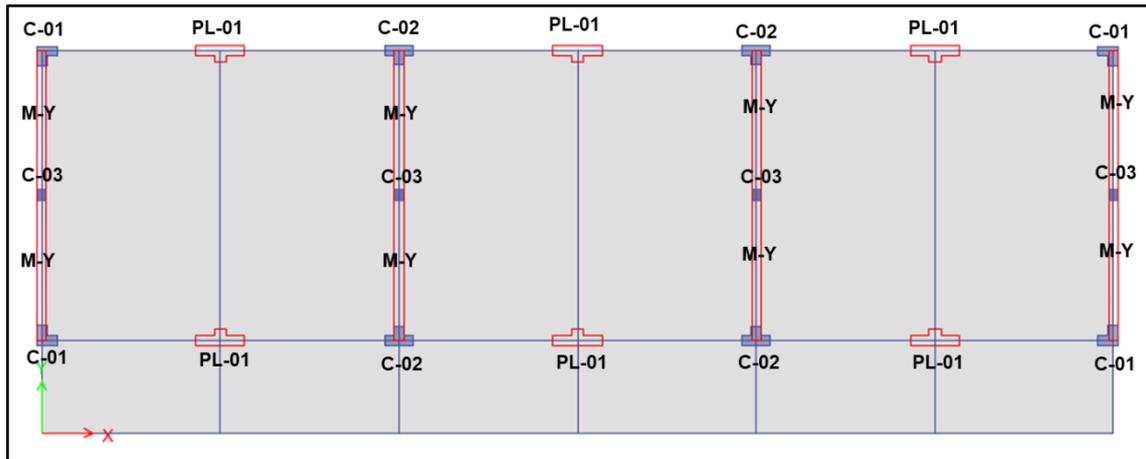
*Nota.* Elaboración propia.

**Interpretación:** De la tabla anterior se dedujo que, según las exploraciones realizadas en la zona de estudio, el tipo de suelo según la normativa E.030 de Diseño Sismorresistente es un S<sub>3</sub> que representa "Suelos Blandos". De tal forma, el factor S utilizado para el análisis sísmico fue de 1.10.

**OE- 2: Evaluar la mejor propuesta de estructuración para el cumplimiento de las condiciones sísmicas planteadas por la norma E.030.**

Se determinó la mejor propuesta de estructuración para el módulo N° 9. En primer lugar, se detalla la ubicación óptima de las columnas y placas para el cumplimiento de los requisitos sismorresistentes.

**Figura 80** Ubicación de las columnas y muros de corte en el Módulo N° 9

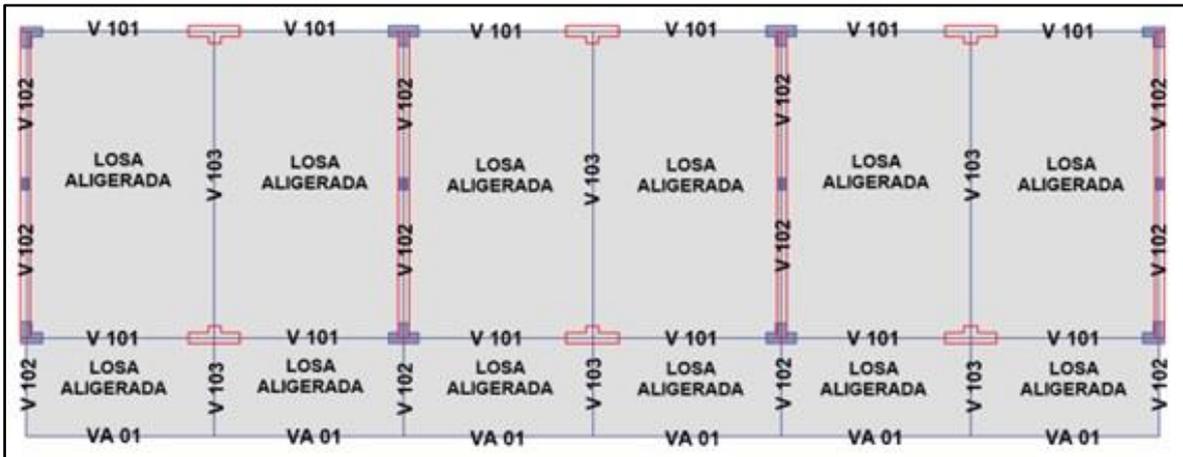


*Nota.* Elaboración propia.

Se ubicaron columnas en L en las esquinas para aportar mayor área y rigidez a la estructura, además, de no interferir con la arquitectura base del proyecto. Asimismo, se posicionaron columnas rectangulares y en forma de "T" para amarrar los muros de albañilería que tendrán un espesor de 0.23 m, todos ellos en la dirección Y. Los muros de corte PL-01 fueron ubicados en la dirección X para tener mayor rigidez en esa dirección.

A continuación, se detalla el posicionamiento de las vigas y losas mostrado en la siguiente figura.

**Figura 81** Ubicación de las vigas y losas en el Módulo N° 9



*Nota.* Elaboración propia.

Las vigas fueron ubicadas conformando pórticos con las columnas, de tal forma, en la dirección X las vigas V101 tuvieron una sección de 0.25m x 0.50m. Por otra parte, en la dirección Y las vigas que sirve de amarre para los muros tuvieron una sección de 0.23m x 0.50m, mientras que las vigas que tienen una mayor luz y no amarran muros tuvieron una sección de 0.30m x 0.60m. Las losas fueron aligeradas de un espesor de 0.25m considerando un ladrillo de 0.15m x 0.30m x 0.30m en todos los paños de la estructura.

Con la configuración estructural determinada se verificó las derivas de entrepiso de la estructura teniendo los siguientes resultados.

**Tabla 28**

*Verificación de derivas en la dirección X para el módulo N° 9*

Piso	H (m)	D/h	D/h Límite	Verificación
1	4.55	0.0037	0.007	CUMPLE
2	3.90	0.0042	0.007	CUMPLE

*Nota.* Elaboración propia.

**Interpretación:** Según los resultados mostrados en la tabla anterior se pudo evidenciar que el comportamiento estructural del módulo 9 para la dirección X fue el óptimo, dado que las derivas de entrepiso analizadas fueron menores que la deriva límite de 0.007 según la E.030. Por tal motivo, los elementos ubicados en la dirección X aportaron la suficiente rigidez para cumplir con lo estipulado en la normativa peruana para sistemas de concreto armado.

**Tabla 29**

*Verificación de derivas en la dirección Y para el módulo N° 9*

Piso	H (m)	D/h	D/h Límite	Verificación
1	4.55	0.0018	0.005	<b>CUMPLE</b>
2	3.90	0.0012	0.005	<b>CUMPLE</b>

*Nota.* Elaboración propia.

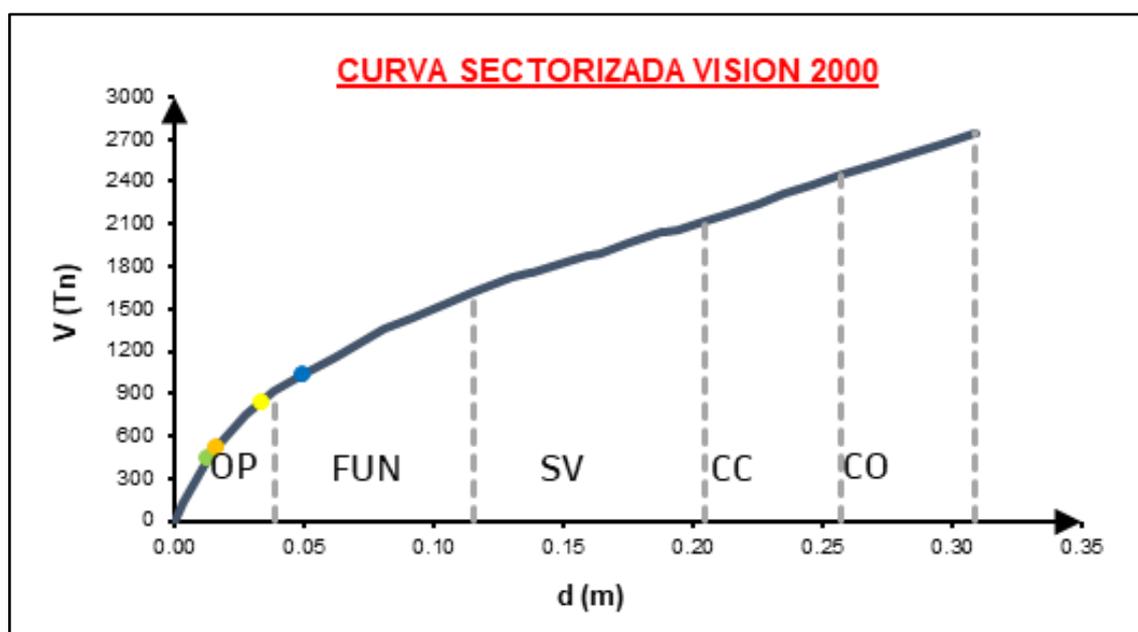
**Interpretación:** Según los resultados mostrados en la tabla anterior se pudo evidenciar que el comportamiento estructural del módulo 9 para la dirección Y fue el óptimo, dado que las derivas de entrepiso analizadas fueron menores que la deriva límite de 0.005 según la E.030. Por tal motivo, los elementos ubicados en la dirección Y aportaron la suficiente rigidez para cumplir con lo estipulado en la normativa peruana para sistemas basados en albañilería confinada.

**OE- 3: Evaluar el desempeño sísmico de la institución educativa empleando un análisis estático no lineal.**

Se determinaron los niveles de desempeño sísmico de la edificación luego de haber aplicado la metodología estática no lineal. Asimismo, el desempeño estructural fue analizado considerando el código internacional VISION 2000.

Los resultados obtenidos del análisis del desempeño sísmico se muestran a continuación.

**Figura 82** Curva sectorizada según VISION 2000 para la dirección X



Nota. Elaboración propia.

**Tabla 30**

*Niveles de desempeño sísmico en X*

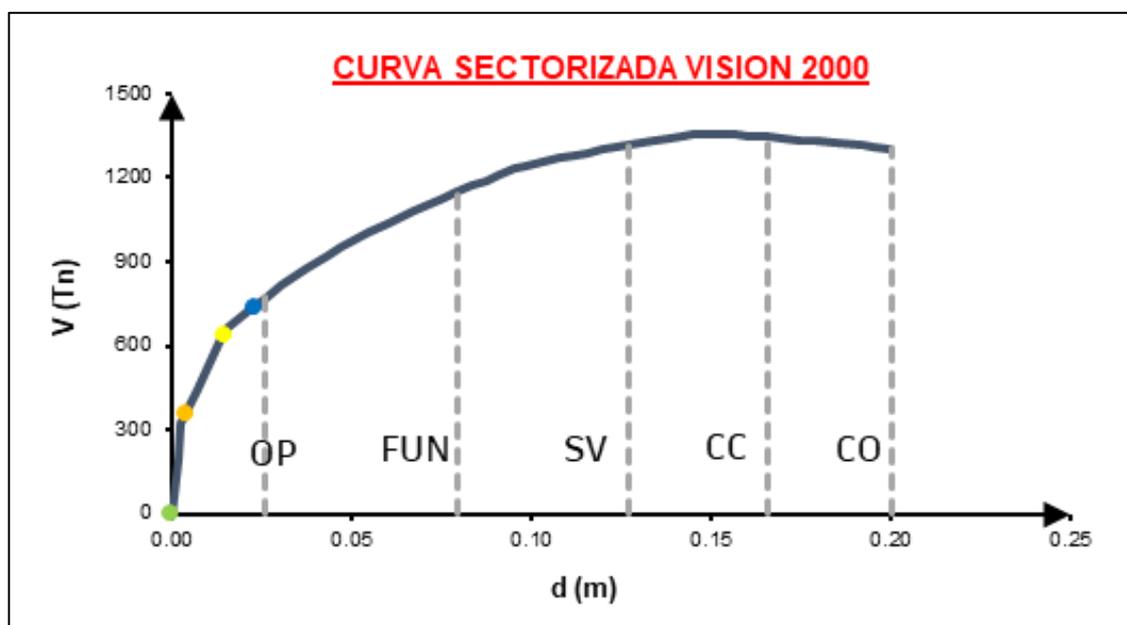
Amenaza sísmica	Nivel Encontrado	¿Cumple?
Sismo Frecuente (PR 43 años)	Operacional	Sí
Sismo Ocasional (PR 75 años)	Operacional	Sí
Sismo Raro (PR 475 años)	Operacional	Sí
Sismo Muy Raro (PR 975 años)	Funcional	Sí

Nota. Elaboración propia.

**Interpretación:** Según los resultados mostrados en la figura y tabla referente al desempeño sísmico en la dirección X se pudo apreciar que, para una amenaza sísmica con periodo de retorno de 43, 75 y 475 años el nivel estructural encontrado fue “Operacional”, mientras que para una amenaza sísmica con periodo de retorno de 975 años el nivel fue “Funcional”. De tal forma, se infirió que la estructura cumple con los objetivos básicos para una institución educativa según el estándar internacional VISION 2000.

Por otra parte, los resultados para la dirección Y se muestran a continuación.

**Figura 83** Curva sectorizada según VISION 2000 para la dirección Y



Nota. Elaboración propia.

**Tabla 31**

*Niveles de desempeño sísmico en Y*

Amenaza sísmica	Nivel Encontrado	¿Cumple?
Sismo Frecuente (PR 43 años)	Operacional	Sí
Sismo Ocasional (PR 75 años)	Operacional	Sí
Sismo Raro (PR 475 años)	Operacional	Sí
Sismo Muy Raro (PR 975 años)	Operacional	Sí

Nota. Elaboración propia.

**Interpretación:** Según los resultados mostrados en la figura y tabla referente al desempeño sísmico en la dirección Y se pudo apreciar que, para una amenaza sísmica con periodo de retorno de 43, 75, 475 y 975 años el nivel estructural encontrado fue “Operacional”. De tal forma, se infirió que la estructura cumple con los objetivos básicos para una institución educativa según el estándar internacional VISION 2000.

**OE- 4: Verificar si es necesario plantear nuevamente la estructuración para mejorar el desempeño sísmico de la institución educativa.**

Como se pudo verificar en objetivos analizados anteriormente no es necesario plantear una nueva estructuración en el módulo N° 9, dado que los niveles de desempeño sísmico encontrados cumplieron con los objetivos básicos para una estructura perteneciente a una institución educativa.

## **V. DISCUSIÓN**

### **Discusión general**

El diseño estructural planteado considerando los requisitos básicos de los códigos peruanos del reglamento nacional de edificaciones presentó un desempeño óptimo, dado que al aplicar la metodología Pushover se cumplió con los objetivos mínimos según los códigos ASCE 41 -13 y VISION 2000. Lo mencionado anteriormente coincidió con lo encontrado por Mayhua (2018), dado que concluyó que la edificación de 5 niveles que diseñó cumplió con los objetivos básicos para una edificación común considerando los mismos códigos, pese a ello, se debe tener en consideración que cada estructura debe plantearse basándose en los niveles sísmico esperados.

### **Discusión 2**

Se analizó las características del suelo donde se ubica la IE N°10104 CAP Juan Fanning García realizando una exploración y utilizando ensayos de laboratorio. De tal forma, se determinó de las muestras extraídas y analizadas que el perfil de suelo presentaba estratos de suelo blandos, por lo tanto, según la clasificación de la normativa E.030 es un suelo S<sub>3</sub>. Cienfuegos Villanueva (2022) en su estudio que analizó la I.E. 10202 “Virgen de la Paz” – Pacora” ubicado en el departamento de Lambayeque determinó que el tipo de suelo encontrado fue un S<sub>3</sub> (Suelos blandos). Se puede observar que ambos autores coinciden con la descripción del suelo donde se cimentó las instituciones educativas.

### **Discusión 3**

Se determinó que la mejor propuesta estructural en el módulo N° 9 de la institución educativa para la dirección X fue un sistema basado en “Muros estructurales”, mientras que para la componente ortogonal Y el sistema fue de “Albañilería confinada”. Considerando estos sistemas estructurales se determinó que los valores de derivas de entrepiso fueron inferiores a los límites propuestos por la normativa E.030. Lo encontrado no coincide con lo que infirió Mayhua (2018), puesto que el sistema estructural que planteó el autor estuvo basado en pórticos de concreto armado. Cabe resaltar que ambas estructuras presentaron derivas de entrepiso inferiores a los límites que menciona la normativa de Diseño

Sismorresistente, pero cada una se planteó para que cumpla con los objetivos mínimos, por tal motivo, cada uno presentó sistemas estructurales diferentes.

#### **Discusión 4**

Los niveles de desempeño sísmico del módulo N° 9 de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García fueron determinados luego de aplicar un análisis no lineal Pushover considerando los lineamientos de la normativa ASCE 41-13 y VISION 2000. Se observó que para un sismo con periodo de retorno de 475 y 975 años en la dirección X el nivel sísmico fue Operacional y Funcional respectivamente. Asimismo, en la dirección Y para las mismas amenazas sísmicas se determinó que el nivel fue Operacional. Al respecto Correa (2019) en su estudio que evaluó el desempeño sísmico de un módulo del Colegio militar Elías Aguirre en la ciudad de Chiclayo determinó que, el nivel sísmico ante amenazas sísmicas con periodo de retorno de 475 y 975 años fue de Operacional y Totalmente operacional. Podemos observar que los niveles encontrados son similares tanto por Correa (2019) y el presente estudio. Pese a que los niveles fueron los mismos los valores obtenidos de cortante y desplazamiento objetivo no fueron similares, dado que cada estructura tiene su propio comportamiento sísmico debido a la resistencia, rigidez y estructuración con la que fue planteada la edificación.

#### **Discusión 5**

Dado que los niveles de desempeño sísmico en módulo N° 9 de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García cumplieron se determinó que la estructuración planteada inicialmente era válida. Por tal motivo, no fue necesario plantear una reestructuración de la edificación para aumentar la resistencia y rigidez que permita que el nivel sísmico cumpla con los objetivos mínimos para una edificación esencial. Lo encontrado en el presente estudio coincidió con lo que infirió Mayhua (2018) en su estudio, dado que la estructura que analizó no tuvo que plantear una reestructuración, puesto que el sistema que empleo presentó el desempeño esperado para una edificación común.

## **VI. CONCLUSIONES**

### **Conclusión General**

El diseño estructural planteado considerando los requisitos básicos de los códigos peruanos del Reglamento Nacional de Edificaciones fue el adecuado, puesto que, al emplear la metodología estático no lineal se determinó que los niveles de desempeño sísmico cumplieron los objetivos básicos de códigos internacionales como el ASCE/SEI 41-13 y VISION 2000 para una edificación del tipo “Esencial”. De tal forma, se infirió que el diseño estructural planteado para el módulo N° 9 de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García es válido tanto para los códigos nacionales e internacionales.

### **Conclusión 1**

Se determinó que el suelo donde se sitúa el módulo N° 9 de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García presentó estratos de arena con arcilla que tuvo un peso específico de  $1.839 \text{ gr/cm}^3$ . Además, analizando las características geotécnicas de las muestras extraídas se infirió que el tipo de suelo representativo es un  $S_3$  que representa “Suelos Blandos”.

### **Conclusión 2**

Se determinó una propuesta de estructuración en el módulo N° 9 basado en un sistema estructural predominante en la dirección X de “Muros estructurales”, mientras que en la dirección Y se planteó un sistema basado en muros de albañilería confinada amarrados por columnas y vigas. De tal forma, se evaluó las condiciones sísmicas, donde se determinó que las derivas de entrepiso fueron inferiores a la deriva límite de 0.007 y 0.005 para los sistemas de concreto armado y albañilería confinada, por la estructuración cumple con los requisitos de rigidez y resistencia del código E.030.

### **Conclusión 3**

Se evaluaron los niveles de desempeño sísmico del módulo N° 9 de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García aplicando la metodología Pushover. Se evidenció que el nivel encontrado para la dirección X para una amenaza sísmica con un periodo de retorno 43, 75 y 475 años fue “Operacional”; asimismo, para una amenaza sísmica que tiene un periodo de retorno de 975 años el nivel fue “Funcional”. Por otra parte, el nivel predominante en la dirección Y fue Operacional para todas las amenazas sísmicas impuestas. De tal forma, se infirió que los niveles encontrados fueron los esperados según los códigos internacionales para una estructura esencial.

### **Conclusión 4**

Dado que la estructura del módulo N° 9 de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García cumplió con los niveles sísmicos esperados para una estructura esencial se determinó que es válida la estructuración planteada, por lo cual no es necesario reestructurar el módulo con la finalidad de aumentar su rigidez y resistencia.

## **VII. RECOMENDACIONES**

1. Se debe considerar emplear la metodología no lineal para validar el diseño estructural realizado con normativas peruanas, puesto que proporcionará un alto grado de confiabilidad estructural al considerar la capacidad máxima de la edificación.
2. Se recomienda realizar de forma estricta un estudio de mecánica de suelos siguiendo los lineamientos de la normativa E.030 con la finalidad de obtener el comportamiento más asemejado a la realidad mediante un modelo computacional.
3. Se recomienda plantear la incorporación de muros de corte en ambas direcciones, puesto que permiten aportar gran resistencia y rigidez a la edificación para contrarrestar los movimientos sísmicos manteniendo su integridad estructural.
4. Se recomienda plantear un reforzamiento estructural si está evaluando una estructura existente que no alcance el nivel sísmico esperado, de tal forma, se puede plantear una intervención estructural considerando el encamisado de concreto o la incorporación de fibras de carbono o vidrio que permitan aumentar el nivel de desempeño estructural.

## REFERENCIAS

- Ademir Cuya, H. T. (2019). *"Estimación del riesgo por exposición a partir de mapas de isosistas en Perú"*. Lima.
- Bedecarratz Salvadores, E. (2018). Modelación no lineal de un edificio de hormigón armado y aplicación de metodología de diseño por desempeño. Santiago De Chile, Chile.
- Blas Francia, J. M., & Sosa Altamiza, E. P. (2019). *Evaluación del desempeño sísmico bajo el método de análisis estático no lineal pushover, caso Puente Riecito ubicado en el distrito de Bellavista - Piura*. Título profesional, Universidad Ricardo Palma, Lima.
- Chuquicahua Zelada, D. E. (2020). *Análisis no lineal estático y dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB en la ciudad de Chiclayo*. Título profesional, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo.
- Cienfuegos Villanueva, M. L. (2022). "Evaluación del desempeño estructural utilizando el análisis no lineal de la I.E. 10202 "Virgen de la Paz" - Pacora. Chiclayo.
- CONCYTEC. (5 de Noviembre de 2019). *Plataforma digital única del Estado Peruano*. Obtenido de <https://www.gob.pe/institucion/concytec/informes-publicaciones/1326710-codigo-nacional-de-la-integridad-cientifica>
- Condori Cacánahuaray, P. (2022). "Evaluación estructural y determinación de la vulnerabilidad sísmica, mediante el análisis no lineal pushover del templo Santa María Magdalena, Ayacucho – 2022". Lima, Perú.
- Correa Cervantes, M. d. (2019). Análisis estático no lineal aplicado al diseño sismorresistente del bloque N° 02 de aulas del Colegio Militar Elías Aguirre – Chiclayo. Chiclayo, Perú.
- Duarte Bonilla , C. E., Santamaría Diaz, J. J., & Martinez Chavarria, M. E. (Junio de 2017). "Análisis Estático No Lineal (Pushover) del Cuerpo Central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador". San Salvador.
- FEMA 356. (2000). *Seismic Performance Assesment of Building*.
- Gil Guzman, A. F., & Jave Picon, L. (2018). "Determinacion del factor de sobre resistencia en estructuras aporricadas de concreto con aisladores de base tipo LRB mediante un analisis estático no lineal (PUSHOVER), Trujillo". Trujillo, Perú.
- Gioncu. (2000). *"Ramed structures, Ductility and seismic response: General Report"* *Journal of Constructional Steel Research* (Vol. 55).
- Guevara Alban, G. P., Verdesoto Arguello, A. E., & Castro Molina , N. E. (2020). "Metodologías de investigación educativa (descriptivas, experimentales, participativas, y de investigación-acción)". *RECIMUNDO*, 163-173. doi:10.26820
- Guillermo Campos , C., & Lule Martínez, N. E. (Enero de 2012). "LA OBSERVACIÓN, UN MÉTODO PARA EL ESTUDIO DE LA REALIDAD". *13*, 45-60.
- Instituto Nacional De Defensa Civil . (2017). *ESCENARIO SÍSMICO PARA LIMA METROPOLITANA Y CALLAO: SISMO 8.8 Mw*. Lima.
- Lourenco, P., Greco , F., Barontini , A., Ciocci, M., & Karanikoloudis, G. (2020). *Proyecto de Estabilización Sismorresistente-Modelado de edificios tipo*.
- Marin Lopez, W. (2020). "Nivel de desempeño sísmico de un edificio multifamiliar mediante el análisis estático no Lineal Pushover, Jesús María, 2020" . Lima, Perú.
- Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos*, 23, 63-77.
- Ministerio de Vivienda y Construcción. (2019). *Norma E-030: Diseño Sismorresistente, de Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima.

- Orihuela Ayala, E., & Orihuela Tolentino, M. (2021). Desempeño sísmico del pabellón “D” de la I. E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021. Huancayo.
- Osejo Aguirre, G. F. (Junio de 2018). Diseño y análisis no lineal plaza de mercado Santamaría. Bogota, Colombia.
- Paredes Azaña, M. (2016). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal Pushover*. Título profesional, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Portal Mideros, C. A. (2022). *Análisis no lineal estático y dinámico de una edificación de 5 pisos en el distrito de José Leonardo Ortiz, provincia de Chiclayo*. Título profesional, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo.
- SEAOC. (1995). A framework for Performance Based Desing. Vision 2000 Comitee. Structural Engineers Association of California. California.
- Seismic Safety Comission. (1996). ATC - 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete.
- Torres Contreras, S. (2017). *Evaluación del desempeño sismorresistente de la I.E. Mariano Melgar - pabellón "A" usando el análisis estático no lineal - Lima 2017*. Título profesional, Universidad César Vallejo, Lima.
- Widyaningrum, A., Haryanto, Y., Sudiby, G. H., & Hermanto, N. I. S. (2019). *Seismic performance of the inpatient building of Goeteng Hospital, Purbalingga, Indonesia*. Journal of Physics: Conference Series, 1367, 1-8. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1367/1/012085>
- Zeevaert, L. (1980). *Interacción Suelo-Estructura de cimentación*. LIMUSA, México.

## **ANEXOS**

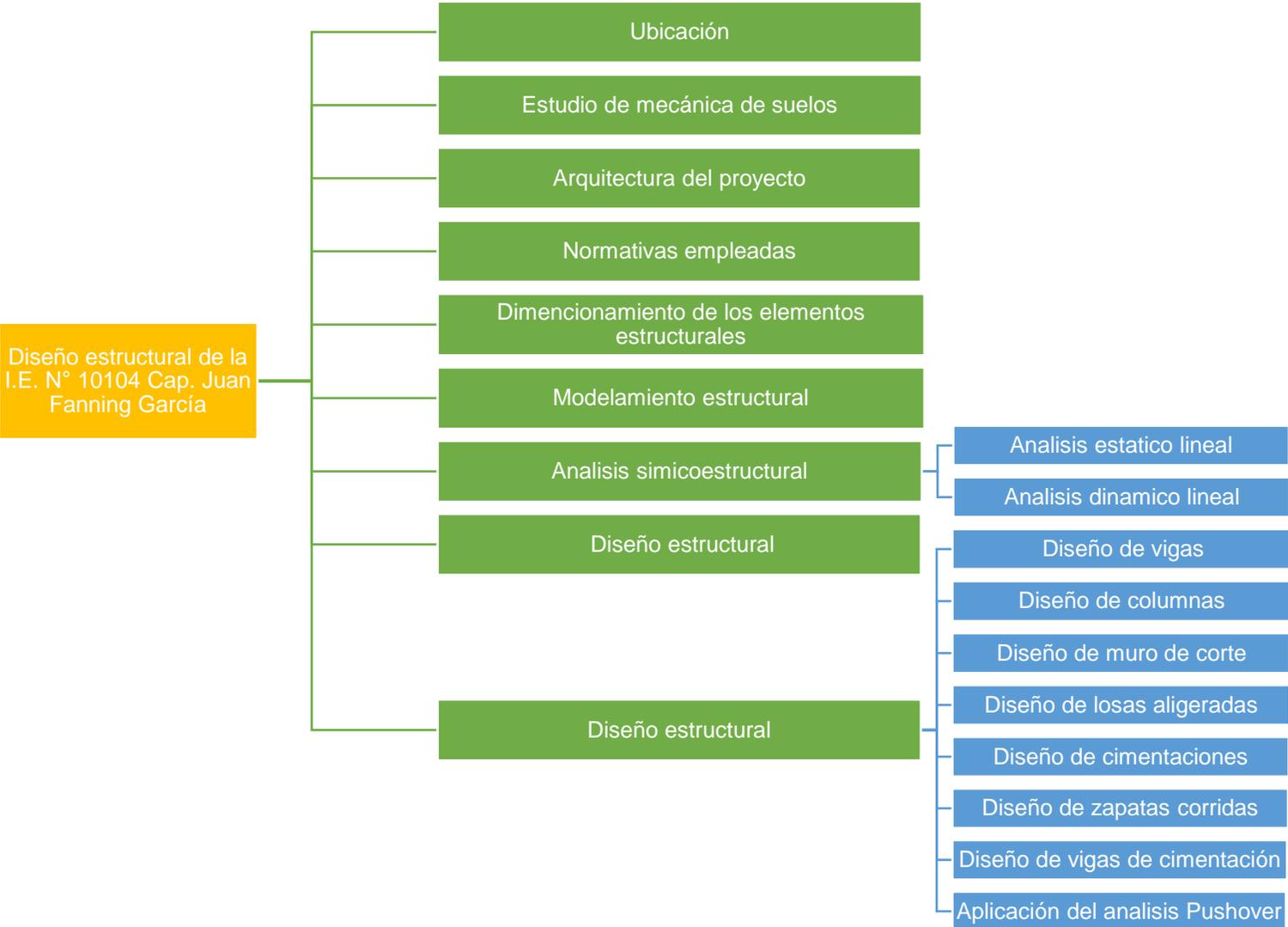
## Anexo 1. Matriz de consistencia

Diseño estructural de la Institución Educativa N°10104 Cap. Juan Fanning García empleando la metodología no lineal Lambayeque – Lambayeque 2022						
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS	METODOLOGÍA	ASPCTOS A CONSIDERAR	DIMENSIONES	INDICADORES
¿Cuál es el diseño estructural de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García empleando la metodología no lineal?	Realizar el diseño estructural de la IE N°10104 CAP Juan Fanning García empleando la metodología no lineal.	La presente investigación es de carácter descriptivo por lo que no se formulará la hipótesis.	Esta investigación es de tipo descriptivo aplicada con diseño no experimental debido a que utiliza los conocimientos científicos, medios (métodos, protocolos y tecnologías) por medio de los cuales se pueden cubrir las necesidades reconocidas y específicas.	Análisis no lineal	Proceso de análisis	Comportamiento de materiales, aplicación de cargas laterales, comportamiento inelástico rótulas plásticas.
<b>PROBLEMAS ESPECÍFICOS</b>	<b>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</b>				Capacidad estructural	Curva de capacidad
					Desempeño sísmico	Puntos de desempeño
¿Cuáles son las características geotécnicas del predio a partir de un estudio de mecánica de suelo?	Determinar las características geotécnicas del predio a partir de un estudio de mecánica de suelo.			Comportamiento estructural y sísmico	Deformaciones	
¿Cuál es la mejor propuesta de estructuración para el cumplimiento de las condiciones sísmicas planteadas por la norma E.030?	Evaluar la mejor propuesta de estructuración para el cumplimiento de las condiciones sísmicas planteadas por la norma E.030.				Derivas	
¿Cuál es el desempeño sísmico de la institución educativa empleando un análisis estático no lineal?	Evaluar el desempeño sísmico de la institución educativa empleando un análisis estático no lineal.				Ductilidad	
¿Es necesario plantear nuevamente la estructuración para mejorar el desempeño sísmico de la institución educativa?	Verificar si es necesario plantear nuevamente la estructuración para mejorar el desempeño sísmico de la institución educativa.	Puntos de desempeño				
		Nivel de daño estructural				
		Movimientos sísmicos de diseño				

## Anexo 2. Matriz de aspectos a considerar

"Diseño estructural de la Institución Educativa N°10104 Cap. Juan Fanning García empleando la metodología no lineal Lambayeque – Lambayeque 2022"				
ASPECTOS A CONSIDERAR	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	DEFINICIÓN OPERACIONAL
Análisis no lineal	Es la relación entre el desplazamiento y la fuerza, donde se utiliza el comportamiento inelástico de los materiales para obtener el comportamiento de la estructura, aplicándose de manera vertical las fuerzas en el análisis estructural, creando rótulas plásticas o grietas. (Lourenco, 2020)	Proceso de análisis	Comportamiento de materiales, aplicación de cargas laterales, comportamiento inelástico rótulas plásticas.	Evaluación del desempeño sísmico ante el comportamiento tenso-deformación de la estructura (NTP E.030)
		Capacidad estructural	Curva de capacidad	
		Desempeño sísmico	Puntos de desempeño	
Diseño estructural	Es aquel que proporciona una seguridad óptima a un sistema estructural ante la presencia de estados de falla. (Meli, 2002)	Comportamiento estructural y sísmico	Deformaciones	Requerimientos mínimos y criterios para el análisis y diseño de concreto armado (NTP E.060)
			Derivas	
			Ductilidad	
			Puntos de desempeño	
			Nivel de daño estructural	
Movimientos sísmicos de diseño				

**Anexo 3. Procedimientos**



**Anexo 4.** Tablas de la norma E.030

<b>TABLA N° 1- NTE (E.030)</b> <b>FACTOR DE ZONA "Z"</b>	
<b>Zona</b>	<b>Z (g)</b>
<b>4</b>	<b>0.45</b>
<b>3</b>	<b>0.35</b>
<b>2</b>	<b>0.25</b>
<b>1</b>	<b>0.10</b>

<b>TABLA N° 3- NTE (E.030)</b> <b>FACTOR DE SUELO "S"</b>				
<b>ZONA / SUELO</b>	<b>S0</b>	<b>S1</b>	<b>S2</b>	<b>S3</b>
<b>Z4</b>	0.80	1.00	1.05	<b>1.10</b>
<b>Z3</b>	0.80	1.00	1.15	1.20
<b>Z2</b>	0.80	1.00	1.20	1.40
<b>Z1</b>	0.80	1.00	1.60	2.00

<b>TABLA N° 4- NTE (E.030)</b> <b>PERÍODOS "TP" Y "TL"</b>				
	<b>S0</b>	<b>S1</b>	<b>S2</b>	<b>S3</b>
T <sub>P</sub> (s)	0.30	0.40	0.60	<b>1.00</b>
T <sub>L</sub> (s)	3.00	2.50	2.00	<b>1.60</b>

<b>TABLA N° 5 - NTE (E.030)</b> <b>CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"</b>		
<b>CATEGORÍA</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>FACTORU</b>
<b><u>CATEGORÍA A</u></b> <b>Edificaciones esenciales</b>	<b>A1:</b> Hospitales, centros de salud. <b>A2:</b> Instituciones Educativas, Cuarteles de bomberos, policías, reservorios etc.	*
<b><u>CATEGORÍA B</u></b> <b>Edificaciones importantes</b>	Teatros, estadios, centros Comerciales, etc.	1.3
<b><u>CATEGORÍA C</u></b> <b>Edificaciones comunes</b>	Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes	1.0

**TABLA N° 7 - NTE (E.030)  
SISTEMAS ESTRUCTURALES**

<b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	<b>Coficiente Básico de Reducción R0(*)</b>
<u>Acero:</u>	
<b>Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)</b>	8.0
<b>Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)</b>	7.0
<b>Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)</b>	6.0
<b>Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)</b>	8.0
<b>Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)</b>	6.0
<b>Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)</b>	8.0
<u>Concreto Armado:</u>	
<b>Pórticos</b>	8.0
<b>Dual</b>	7.0
<b>De muros estructurales</b>	6.0
<b>Muros de ductilidad limitada</b>	4.0
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	3.0
<u>Madera (Por esfuerzos admisibles)</u>	7.0

**TABLA N° 8 - NTE (E.030)  
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA**

	<b>Factor de Irregularidad I<sub>a</sub></b>
<b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b>	0.75
<b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b>	
<b>Irregularidad Extrema de Rigidez</b>	0.50
<b>Irregularidad Extrema de Resistencia</b>	
<b>Irregularidad de Masa o Peso</b>	0.90
<b>Irregularidad Geométrica Vertical</b>	0.90
<b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b>	0.60
<b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes</b>	0.60

<b>TABLA N° 9 - NTE (E.030)</b>	
<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	<b>Factor de Irregularidad <math>I_p</math></b>
<b>Irregularidad Torsional</b>	0.75
<b>Irregularidad Torsional Extrema</b>	0.60
<b>Esquinas Entrantes</b>	0.90
<b>Discontinuidad del Diafragma</b>	0.85
<b>Sistemas no Paralelos</b>	0.90

<b>TABLA N° 11 - NTE (E.030)</b>	
<b>LIMITES PARA LA DISTORSION DE ENTREPISO</b>	
<b>Material Predominante</b>	<b><math>\Delta_i/h_{ei}</math></b>
<b>Concreto Armado</b>	0.007
<b>Acero</b>	0.010
<b>Albañilería</b>	0.005
<b>Madera</b>	0.010

## Anexo 5. Matriz Para La Evaluación De Expertos

### MATRIZ PARA LA EVALUACIÓN DE EXPERTOS

**TÍTULO DE LA TESIS:** Diseño estructural de la Institución Educativa N°10104 Cap. Juan Fanning García empleando la metodología no lineal Lambayeque – Lambayeque 2022

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:** Diseño Sísmico - Estructura

**NOMBRES Y APELLIDOS DEL EXPERTO:** José Edwin Galán Freestas

**INSTRUMENTO DE MEDICIÓN PERTENECE A LA VARIABLE:** Diseño estructural.

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. Tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "X" en SI o NO. Así mismo, le exhortaremos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

ITEMS	PREGUNTAS	APRECIA		OBSERVACIONES
		SI	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿El instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se le pueda obtener los datos requeridos?	X		

**SUGERENCIAS:**

---

**FIRMA DEL EXPERTO:**

 JOSÉ EDWIN GALÁN FREESTAS  
 INGENIERO CIVIL  
 Reg. CIP N° 155087

**MATRIZ PARA LA EVALUACIÓN DE EXPERTOS**

**TÍTULO DE LA TESIS:** Diseño estructural de la Institución Educativa N°10104 Cap. Juan Fanning García empleando la metodología no lineal Lambayeque – Lambayeque 2022

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:** Diseño Sísmico - Estructura

**NOMBRES Y APELLIDOS DEL EXPERTO:** *Juan Francisco Millones Bazán*

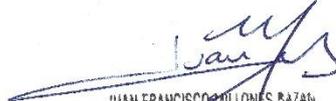
**INSTRUMENTO DE MEDICIÓN PERTENECE A LA VARIABLE:** Diseño estructural.

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. Tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "X" en SI o NO. Así mismo, le exhortaremos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

ITEMS	PREGUNTAS	APRECIA		OBSERVACIONES
		SI	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿El instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se le pueda obtener los datos requeridos?	X		

**SUGERENCIAS:**

**FIRMA DEL EXPERTO:**

  
JUAN FRANCISCO MILLONES BAZÁN  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP. 148381

**MATRIZ PARA LA EVALUACIÓN DE EXPERTOS**

**TÍTULO DE LA TESIS:** Diseño estructural de la Institución Educativa N°10104 Cap. Juan Fanning García empleando la metodología no lineal Lambayeque – Lambayeque 2022

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:** Diseño Sísmico - Estructura

**NOMBRES Y APELLIDOS DEL EXPERTO:** *Luis Armando Infantes Paredes*

**INSTRUMENTO DE MEDICIÓN PERTENECE A LA VARIABLE:** Diseño estructural.

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. Tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "X" en SI o NO. Así mismo, le exhortaremos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

ITEMS	PREGUNTAS	APRECIA		OBSERVACIONES
		SI	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿El instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se le pueda obtener los datos requeridos?	X		

**SUGERENCIAS:**

**FIRMA DEL EXPERTO:**

*Luis A. Infantes Paredes*



INGENIERO CIVIL  
CIP. N° 176856



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

### **Declaratoria de Autenticidad del Asesor**

Yo, GUSTAVO ADOLFO AYBAR ARRIOLA, docente de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - CHICLAYO, asesor de Tesis titulada: "Diseño estructural de la Institución Educativa N°10104 Cap. Juan Fanning García empleando la metodología no lineal Lambayeque – Lambayeque 2022", cuyo autor es GONZALEZ BLANCO CARLOS MOISES RINALDO, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 20.00%, verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros, ni exclusiones.

He revisado dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

CHICLAYO, 31 de Marzo del 2023

<b>Apellidos y Nombres del Asesor:</b>	<b>Firma</b>
GUSTAVO ADOLFO AYBAR ARRIOLA <b>DNI:</b> 08185308 <b>ORCID:</b> 0000-0001-8625-3989	Firmado electrónicamente por: GAYBARA el 31-03- 2023 11:25:07

Código documento Trilce: TRI - 0540241