

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO Y PROPUESTA DE  
REFORZAMIENTO PARA UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR  
TÍPICA BASADA EN EL MÓDULO 780 PRE NDSR-1997**

Trabajo de suficiencia profesional para obtener el título profesional de **INGENIERO  
CIVIL**

**AUTOR:**

Dyjp Jhefrey Contreras Prado

**ASESOR:**

Mag. Wilson Edgar Silva Berrios

Lima, enero, 2023

### Informe de Similitud

Yo, SILVA BERRIOS WILSON EDGAR, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO PARA UNA EDIFICACIÓN ESCOLAR TÍPICA BASADA EN EL MÓDULO 780 PRE NDSR-1997" del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as) DYJP JHEFREY CONTRERAS PRADO

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 17%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 27/01/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: LIMA, 27 DE ENERO DEL 2023

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: SILVA BERRIOS WILSON EDGAR	
DNI: 10147201	Firma 
ORCID: 0000-0002-1832-3591	

## DEDICATORIA



*A mis padres y hermano, por el apoyo incondicional  
y por ser mi soporte para lograr cada uno de mis sueños*

## AGRADECIMIENTOS

*En primer lugar, a Dios,  
por brindarme la fortaleza y perseverancia para concluir este proyecto  
y poder compartirlo con mis seres queridos*

*A mi estimado asesor Wilson Silva,  
por su tiempo y conocimiento brindado para la elaboración de este proyecto*

*A mis compañeros del laboratorio de estructuras, en especial a Carlos Pérez  
por su apoyo para entender y elaborar los análisis no lineales*

*A mi amiga Daphne Orlandini,  
por su ayuda al momento de revisar la redacción de este documento*

*A mis colegas y amigas, Yessenia Mamani, Carol Icaza y Main Tenorio  
por su soporte emocional y constante ánimo para concluir con este trabajo*

*A Joseline Cuba y Luciana Laura  
por su preocupación y motivación durante la elaboración de este trabajo*



## RESUMEN

La infraestructura educativa es un factor importante para el rendimiento escolar porque cumple un rol motivacional y funcional en los estudiantes, por ello, se debe contar con espacios que proporcionen seguridad frente a posibles movimientos telúricos y que faciliten el aprendizaje.

Actualmente en el Perú, el interés por la seguridad en la infraestructura escolar es mayor, debido a esto, se han identificado alrededor de 12 000 instituciones educativas del tipo 780 Pre-1997, que fueron construidas antes de la NDSR de 1997, las cuales representan un gran riesgo sísmico para sus usuarios. Estos establecimientos cuentan con graves deficiencias desde su diseño hasta su ejecución y han sufrido grandes daños luego de los sismos ocurridos en el país (Nazca 1996, Atico 2001 y Pisco 2007). Por tal motivo, es sumamente necesario evaluar la situación de las escuelas existentes de este tipo y similares, con el fin de identificar las deficiencias que presentan y plantear propuestas de reforzamiento y así, estas estructuras logren un adecuado comportamiento, que cumpla con las exigencias de la normativa vigente (2018).

El presente trabajo, desarrolla la verificación del desempeño de la estructura original y de la estructura modificada (que incluye el sistema de reforzamiento propuesto) de un pabellón típico de una institución educativa. Dicha verificación se efectúa mediante un análisis estático no lineal, denominado “*Pushover*”. Además, se realiza la verificación del diseño estructural de todos los elementos, incluyendo la cimentación.

La metodología del análisis estático no lineal, la respuesta estructural ante la demanda sísmica y el cálculo del desempeño se realiza en base a la norma ASCE/SEI 41-17 y la evaluación del nivel de desempeño se basa en la metodología del SEAOC VISION 2000.

# Índice

<b>1. Generalidades</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción y justificación . . . . .	1
1.2. Objetivos de la investigación . . . . .	2
<b>2. Marco teórico</b>	<b>3</b>
2.1. Materiales . . . . .	3
2.2. Plasticidad de los elementos estructurales . . . . .	4
2.3. Procedimiento del análisis no lineal estático . . . . .	5
2.4. Cálculo del nivel de desempeño acorde a SEAOC VISION 2000 . . . . .	6
2.5. Desempeño esperado acorde a SEAOC VISION 2000 . . . . .	7
<b>3. Análisis sísmico del colegio en su situación actual mediante la normativa peruana E.030</b>	<b>9</b>
3.1. Descripción de la estructura en su estado actual . . . . .	9
3.2. Parámetros sísmicos . . . . .	10
3.3. Modelo tridimensional . . . . .	10
3.4. Participación modal y periodos . . . . .	11
3.5. Fuerza cortante basal y factor de amplificación . . . . .	12
3.6. Desplazamientos y derivas . . . . .	12
3.7. Verificación del diseño por resistencia . . . . .	12
3.7.1. Verificación del diseño de losas aligeradas . . . . .	13
3.7.2. Verificación del diseño de vigas . . . . .	14
3.7.3. Verificación del diseño de columnas . . . . .	17
3.7.4. Verificación del diseño de muros de albañilería . . . . .	20
<b>4. Evaluación del desempeño sísmico del colegio mediante análisis no lineal estático del ASCE 41-17</b>	<b>22</b>
4.1. Material utilizado . . . . .	22
4.2. Plasticidad utilizada . . . . .	22
4.3. Curva de capacidad . . . . .	25
4.4. Cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17	26
4.5. Cálculo del desempeño acorde a SEAOC VISION 2000 . . . . .	27
<b>5. Reforzamiento y revisión del colegio con arriostres metálicos acorde a normativa peruana sismorresistente E.030</b>	<b>29</b>
5.1. Análisis modal espectral . . . . .	29
5.2. Participación modal y periodos . . . . .	30
5.3. Fuerza cortante basal y factor de amplificación . . . . .	30
5.4. Desplazamientos y derivas . . . . .	31

5.5. Diseño de la estructura metálica . . . . .	31
5.5.1. Consideraciones para el diseño estructural . . . . .	31
5.5.2. Distribución del sistema de reforzamiento . . . . .	32
5.5.3. Diseño del sistema de reforzamiento . . . . .	33
<b>6. Desempeño estructural del colegio reforzado con arriostres metálicos</b>	<b>40</b>
6.1. Curva de capacidad . . . . .	41
6.2. Cálculo del desempeño acorde a SEAOC VISION 2000 . . . . .	42
6.3. Revisión de la cimentación posterior al reforzamiento . . . . .	43
6.3.1. Revisión de la cimentación para cargas de servicio . . . . .	43
6.3.2. Revisión del diseño de la cimentación . . . . .	45
<b>7. Conclusiones</b>	<b>47</b>
<b>Bibliografía</b>	<b>48</b>
<b>A. Anexo A: DISEÑO DE LAS COMPONENTES METÁLICAS</b>	<b>50</b>
<b>B. Anexo B: PLANOS ORIGINALES DEL PABELLÓN EDUCATIVO</b>	<b>67</b>



# Índice de figuras

2.1. Modelo Mander para el concreto confinado y sin confinar. Tomado de (CSI, 2018)	3
2.2. Modelo Simple para el acero de refuerzo. Tomado de (CSI, 2018)	3
2.3. Plasticidad tipo fibra en elementos estructurales, a) Fibra para vigas y b) Fibra para columnas. Tomado de (Cheng, Dong, Bai, y Wang, 2021)	4
2.4. Modelo no lineal equivalente del muro de albañilería. Tomado de (Gonzales y Huaco, 2020)	4
2.5. Secuencia para la obtención de la curva de capacidad en el análisis <i>pushover</i> . Tomado de (Torrealva, 2016)	5
2.6. Método de coeficientes del ASCE 41-17. Tomado de (ASCE-41-17, 2017)	6
2.7. Sectorización propuesta por el SEAOC. Tomado de (Muñoz, 2009)	7
2.8. Matriz de desempeño para edificios comunes, esenciales y de seguridad crítica. Adaptado de (Muñoz, 2009)	7
3.1. Cimentación	9
3.2. Encofrado de techo del primer piso	9
3.3. Encofrado de techo del segundo piso	10
3.4. Modelo 3D para análisis lineal	11
3.5. Diagrama de fuerza cortante de la vigueta en la zona de corredor	13
3.6. Diagrama de momento flector de la vigueta en la zona de corredor	14
3.7. Ubicación de viga longitudinal y viga transversal	15
3.8. Diagrama de fuerza cortante de la viga transversal	15
3.9. Diagrama de momento flector de la viga transversal	16
3.10. Diagrama de fuerza cortante de la viga transversal	16
3.11. Diagrama de momento flector de la viga transversal	17
3.12. Ubicación de columna analizada	18
3.13. Detalle de refuerzo de la columna C-1	18
3.14. Diagrama de interacción en los ejes X e Y	19
4.1. Diagrama constitutivo del modelo de Mander para el concreto	22
4.2. Diagrama constitutivo del modelo Simple para el acero de refuerzo	22
4.3. Rótulas de corte en albañilería confinada para el primer nivel	24
4.4. Rótulas de corte en albañilería confinada para el segundo nivel	24
4.5. Rótulas a flexión en vigas y columnas de concreto armado y rótulas de corte en albañilería confinada	25
4.6. Curva de capacidad en ambas direcciones	25
4.7. Punto de desempeño en la dirección XX acorde al ASCE 41-17	27
4.8. Punto de desempeño en la dirección YY acorde al ASCE 41-17	27
4.9. Desempeño en la dirección X acorde a SEAOC VISION 2000	28
4.10. Desempeño en la dirección Y acorde a SEAOC VISION 2000	28

5.1.	Modelo reforzado con estructura metálica . . . . .	29
5.2.	Derivas obtenidas del análisis lineal modal espectral de la estructura reforzada .	31
5.3.	Planta del primer piso del pabellón reforzado . . . . .	32
5.4.	Elevación frontal del pabellón reforzado . . . . .	33
5.5.	Refuerzo ubicado dentro de un pórtico de concreto armado . . . . .	33
5.6.	Detalle A . . . . .	34
5.7.	Detalle B . . . . .	34
5.8.	Tipos de falla en anclaje en concreto endurecido. Tomado del ACI 318-19 (ACI, 2019) . . . . .	38
6.1.	Modelo reforzado con rótulas en vigas y columnas . . . . .	40
6.2.	Relación generalizada fuerza-deformación para elementos de acero del (ASCE-41-17, 2017) . . . . .	41
6.3.	Curva de capacidad del edificio en su situación actual y reforzado en la dirección X . . . . .	41
6.4.	Desempeño estructural del edificio reforzado . . . . .	42
6.5.	Modelo de la cimentación en SAFE . . . . .	43
6.6.	Revisión de presiones para cargas de gravedad . . . . .	44
6.7.	Revisión de presiones por cargas de gravedad y de sismo . . . . .	44
6.8.	Revisión por corte de la cimentación en la dirección de reforzamiento . . . . .	45
6.9.	Revisión por flexión de de la cimentación en la dirección de reforzamiento . . . . .	46
1.1.	Cargas axiales en los elementos estructurales metálicos . . . . .	51
1.2.	Diagrama de momento flector en marco de acero . . . . .	54
1.3.	Diagrama de fuerza cortante en marco de acero . . . . .	55

# Índice de tablas

2.1. Escenario de peligro sísmico . . . . .	8
3.1. Parámetros sísmicos . . . . .	10
3.2. Modos de vibración y masas participativas . . . . .	11
3.3. Cortante basal en ambas direcciones y factor de amplificación . . . . .	12
3.4. Desplazamientos máximos y derivas de entrepiso . . . . .	12
3.5. Cargas consideradas para el análisis de una vigueta en zona de corredor . . . . .	13
3.6. Verificación del diseño por flexión de la vigueta - Parte 1 . . . . .	14
3.7. Verificación del diseño por flexión de la vigueta - Parte 2 . . . . .	14
3.8. Verificación del diseño por flexión de la viga longitudinal analizada . . . . .	16
3.9. Verificación del diseño por flexión de la viga transversal . . . . .	17
3.10. Verificación del esfuerzo axial de los muros de albañilería confinada . . . . .	20
3.11. Verificación del agrietamiento de los muros de albañilería confinada . . . . .	20
4.1. Rótulas de corte para el primer nivel . . . . .	23
4.2. Rótulas de corte para el segundo nivel . . . . .	23
4.3. Parámetros para el cálculo de desempeño en la dirección X acorde al ASCE 41-17 . . . . .	26
4.4. Parámetros para el cálculo de desempeño en la dirección Y acorde al ASCE 41-17 . . . . .	26
5.1. Propiedades del perfil W8X18 . . . . .	29
5.2. Propiedades del perfil HSS 3”X3”X3/16” . . . . .	30
5.3. Modos y periodos del pabellón reforzado . . . . .	30
5.4. Cortante basal en ambas direcciones y factor de amplificación . . . . .	30
5.5. Desplazamientos máximos y derivas de entrepiso de la estructura reforzada . . . . .	31
5.6. Fuerza axial de los arriostres . . . . .	35
5.7. Resumen del diseño a tracción y compresión . . . . .	35
5.8. Momentos flectores y fuerzas cortantes últimos en el marco metálico . . . . .	35
5.9. Resumen del diseño a flexión y cortante . . . . .	36
5.10. Resumen del diseño de pernos como conectores por corte . . . . .	37
5.11. Resumen del diseño de pernos como conectores por anclaje . . . . .	39
6.1. Deformaciones a tracción y compresión plástica máxima, ratio de fuerza resi- dual acorde al ASCE 41-17 y fuerzas máximas . . . . .	40
6.2. Punto de desempeño del edificio reforzado acorde al método de coeficientes del ASCE 41-17 . . . . .	42
1.1. Propiedades del perfil HSS 3"x3"x3/16" . . . . .	51
1.2. Propiedades del perfil W8X18 . . . . .	55

# 1. Generalidades

## 1.1. Introducción y justificación

### Introducción:

El Perú es un país con alto nivel de sismicidad, por lo que nuestras edificaciones se encuentran en riesgo sísmico constantemente y, por ello el diseño de estas deben de contemplar estos eventos (Tavera y Buforn, 1998). Los colegios al ser estructuras, que albergan una cantidad elevada de estudiantes, deben de cumplir exigencias mayores que otras estructuras, y también deben de poseer la facultad de mantenerse operativos después de un sismo, por lo que, la evaluación de dichas estructuras requiere un mayor interés y detalle (Muñoz, 2009).

Debido a la gran cantidad de colegios construidos a lo largo de los años y la variedad de normas establecidas en el país, muchas de estas instituciones no poseen la suficiente rigidez para soportar las demandas sísmicas, que actualmente exige la norma sismorresistente E.030 (2018). Por ello, el presente trabajo consiste en la evaluación estructural de un pabellón típico de dos niveles de una institución educativa, que cuenta en la dirección longitudinal con pórticos de concreto armado y en la dirección transversal, con muros de albañilería confinada y pórticos. Además, se plantea realizar un reforzamiento estructural mediante marcos y diagonales metálicas en algunos pórticos en la dirección longitudinal.

Es importante resaltar que el proceso de evaluación estructural se puede realizar de forma más sofisticada mediante un análisis por desempeño, con el objeto de conocer la holgura que tiene la estructura frente al colapso y determinar su incursión en el rango no lineal, por lo que este tipo de análisis resulta muy útil y brinda un mayor alcance sobre el daño sísmico en la estructura.

### Justificación:

En el año 1995, debido a un gran sismo ocurrido en Japón (Gran terremoto de Hanshin-Awaji) se planteó mejorar la metodología de evaluación estructural de las edificaciones existentes, por lo que se elaboró una norma de evaluación estructural basado en el desempeño dentro de la normativa japonesa (Midorikawa, Okawa, Iiba, y Teshigawara, 2003).

La evaluación del desempeño se puede realizar actualmente mediante diversos análisis no lineales, donde se involucra la situación actual, tanto en dimensiones, como la inclusión de todos los materiales y sus características. Este análisis por desempeño incluso puede abarcar los costos de reparación probables, tiempos de reparación, cantidad de posibles heridos, entre otros recursos. Por lo que, muestra un método más elaborado y preciso con respecto a la norma tradicional sismorresistente (Applied Technology Council, 2018).

El presente trabajo es útil, ya que propone un método de reforzamiento eficiente en plazo, costo y cantidad de intervención, debido a que se basa en agregar un sistema de marcos y diagonales metálicos, que son de fácil montaje en la estructura existente y no requieren de grandes procesos

de demolición o de cambios invasivos en la estructura. Además, de ser sustentado bajo la norma peruana sismorresistente E.030 y mediante un análisis por desempeño. Finalmente, se busca alcanzar un desempeño en el que sea posible una rápida puesta en operación de la estructura y que el nivel de daño alcanzado sea moderado, para que con una mínima reparación se pueda recuperar rápidamente la edificación.

## 1.2. Objetivos de la investigación

### Objetivo general:

El objetivo principal es realizar la evaluación estructural de una edificación educativa típica en su situación actual mediante un análisis lineal acorde a la normativa peruana y por desempeño, además de proponer un refuerzo estructural, que sea rápido de implementar y logre que la estructura alcance poca incursión en el rango no lineal.

### Objetivos específicos:

1. Evaluar la institución educativa en su situación actual acorde a la norma peruana sismorresistente E.030 e identificar las deficiencias que presenta.
2. Evaluar el desempeño estructural de la edificación en su situación actual para determinar el margen que tiene frente al colapso y el daño que experimentaría frente a un sismo de diseño.
3. Plantear un reforzamiento mediante marcos y diagonales metálicos para mejorar el comportamiento estructural de la edificación.
4. Evaluar el cumplimiento de la norma peruana sismorresistente E.030 de la edificación reforzada y sobre esta base realizar el diseño de la estructura metálica.
5. Evaluar el desempeño de la institución educativa reforzada con la estructura metálica diseñada del análisis lineal y obtener un desempeño adecuado para la edificación.

### Alcance:

Se evalúa el colegio en su situación actual mediante la normativa peruana sismorresistente y mediante un análisis por desempeño, con la finalidad de determinar su condición frente a eventos sísmicos. Posteriormente, se plantea un refuerzo estructural, que se puede construir en un plazo reducido. Dichos elementos consisten en arriostres y marcos metálicos en la dirección longitudinal, que son evaluados y diseñados bajo la normativa peruana. Por último, se elabora un modelo de la edificación que incluya la estructura metálica. Esto servirá para evaluar su desempeño y verificar que se obtenga una incursión reducida en el rango no lineal y un desempeño funcional según el SEAOC VISION 2000.



## 2. Marco teórico

### 2.1. Materiales

El material se define por su diagrama constitutivo, el cual muestra la relación entre la deformación unitaria y el esfuerzo tanto a compresión como a tracción, en el presente caso se muestran los diagramas del concreto y acero de refuerzo a utilizar de Mander y Simple, respectivamente. En general, para cada material existen distintos modelos; sin embargo, todos presentan ciertas similitudes y se obtienen resultados semejantes entre uno y otro modelo (Mander, Priestley, y Park, 1988) (Holzer, Melosh, Barker, y Somers, 1975).

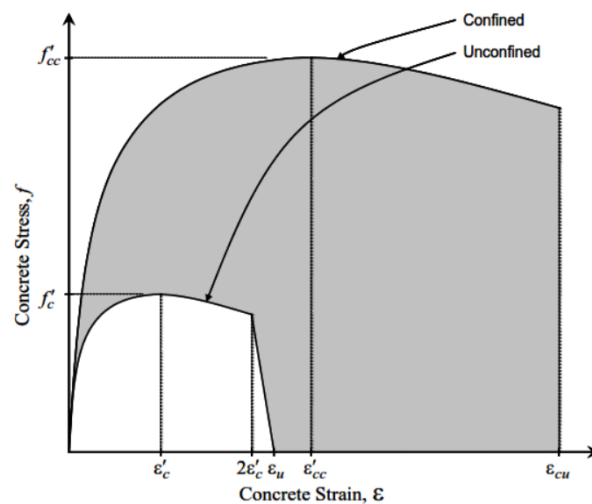


Figura 2.1: Modelo Mander para el concreto confinado y sin confinar. Tomado de (CSI, 2018)

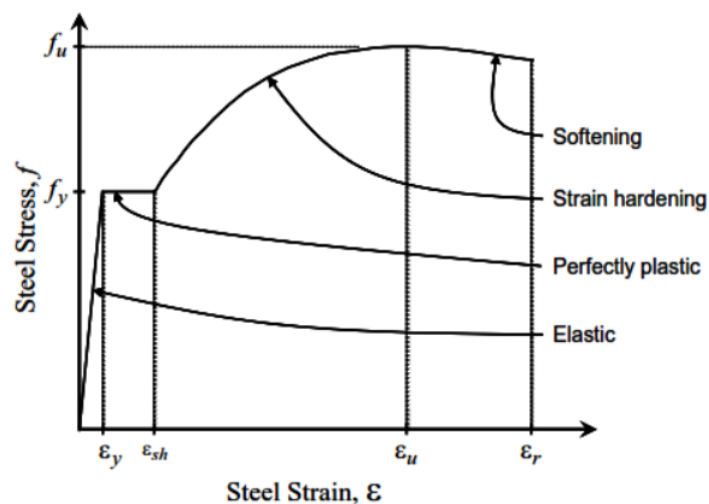


Figura 2.2: Modelo Simple para el acero de refuerzo. Tomado de (CSI, 2018)

## 2.2. Plasticidad de los elementos estructurales

La plasticidad de los elementos de concreto armado puede ser tipo fibra, tal como se observa en la figura 2.3, donde se precisa que todo el elemento estructural es dividido en pequeñas fibras y en cada una se muestran los diagramas constitutivos, en función de ello se pueden aplicar leyes constitutivas y equilibrio con la finalidad de obtener el diagrama momento-curvatura (Deierlein, Reinhorn, y Willford, 2010).

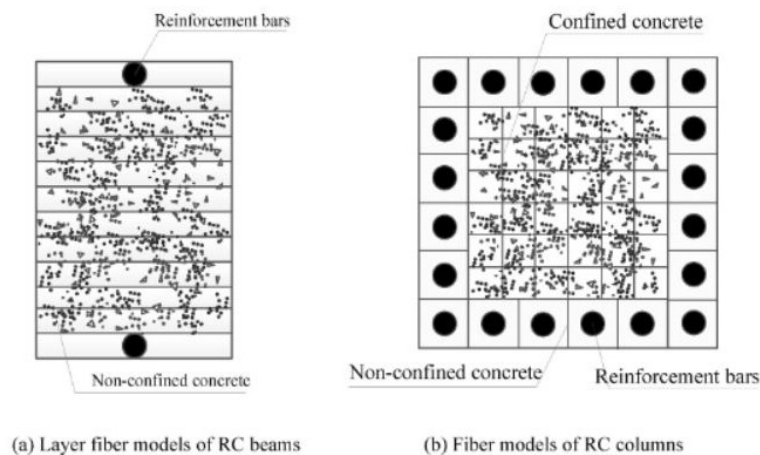


Figura 2.3: Plasticidad tipo fibra en elementos estructurales, a) Fibra para vigas y b) Fibra para columnas. Tomado de (Cheng et al., 2021)

El modelo de albañilería utilizado en este proyecto consiste en una rótula de corte en un elemento tipo *frame* y vigas infinitamente rígidas acorde con (Gonzales y Huaco, 2020), tal como se muestra en la siguiente imagen.

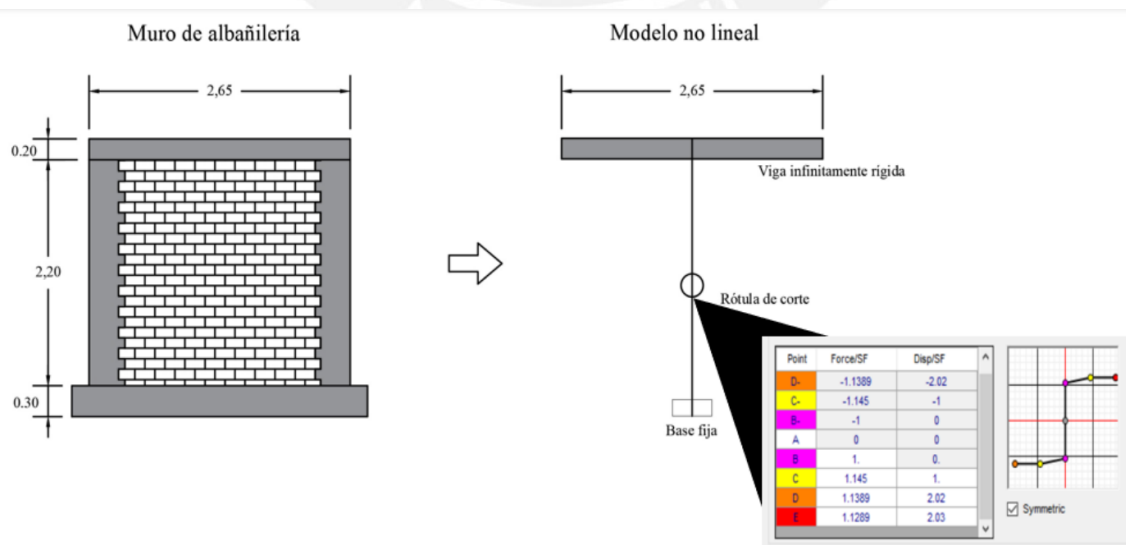


Figura 2.4: Modelo no lineal equivalente del muro de albañilería. Tomado de (Gonzales y Huaco, 2020)

### 2.3. Procedimiento del análisis no lineal estático

La curva de capacidad tiene en su eje horizontal el desplazamiento del techo, el cual tiene como punto de control el centro de masa de este nivel acorde al ASCE 41-17. Además, el patrón de carga lateral es el correspondiente al modo fundamental de la estructura en la dirección de análisis (Pekelnicky, Engineers, Chris Poland, y Engineers, 2012), esto se muestra en la siguiente figura.

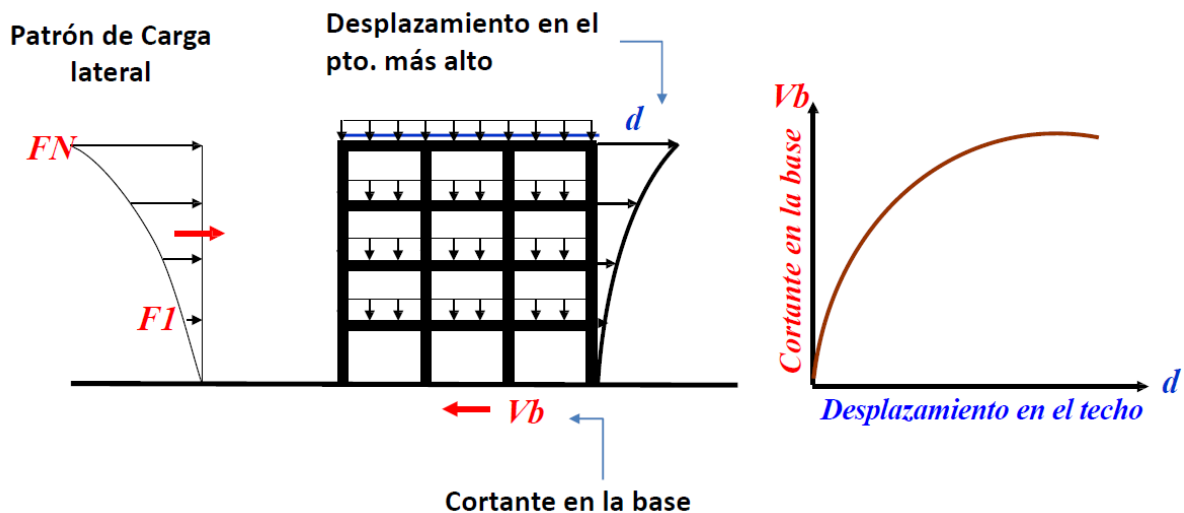


Figura 2.5: Secuencia para la obtención de la curva de capacidad en el análisis *pushover*. Tomado de (Torrealva, 2016)

El cálculo de la respuesta frente a un sismo se realiza con el método de coeficientes del ASCE 41-17, la cual se realiza mediante un método iterativo con la bilinealización de la curva, acorde a la ecuación 2.1, este proceso se aprecia de mejor forma en la figura 2.6.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.1)$$

Donde:

C0: Factor de modificación acorde al tipo de edificación calculada según la tabla 7-5 del ASCE 41-17

C1: Factor de modificación que relaciona la respuesta inelástica con la elástica

C2: Factor de modificación que representa la forma de los ciclos histeréticos

Sa: Aceleración espectral correspondiente al periodo efectivo

Te: Periodo efectivo de la edificación en la dirección en consideración. Donde C1 y C2 pueden ser calculados mediante las siguientes expresiones:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{\alpha T_e^2} \quad (2.2)$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{\mu_{strength} - 1}{T_e^2} \right)^2 \quad (2.3)$$

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{v_y/W} C_m \quad (2.4)$$

Donde:

a: Factor de sitio acorde al tipo de suelo

$V_y$ : Cortante de fluencia de la recta bilineal trazada con desplazamiento objetivo

W: Peso sísmico

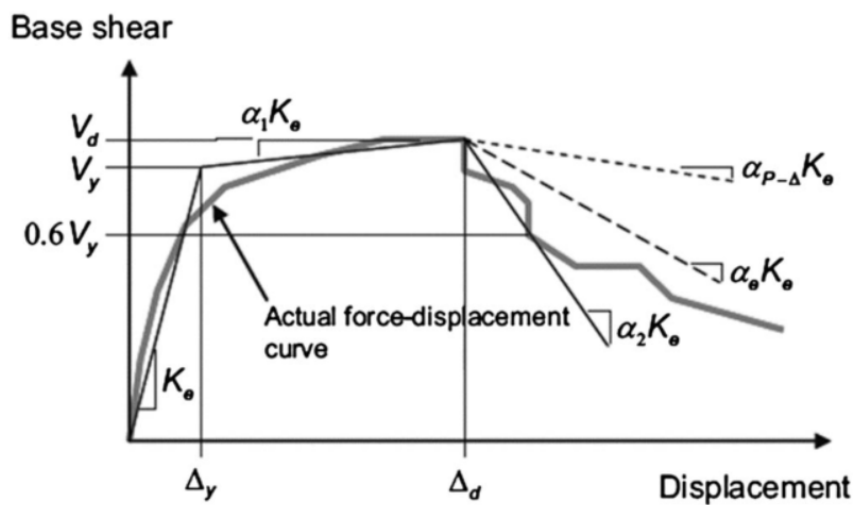


Figura 2.6: Método de coeficientes del ASCE 41-17. Tomado de (ASCE-41-17, 2017)

#### 2.4. Cálculo del nivel de desempeño acorde a SEAOC VISION 2000

El nivel de desempeño se realiza acorde a SEAOC VISION 2000, donde se sectoriza el desplazamiento plástico en 4 niveles: funcional, resguardo de vida, cercano al colapso y colapso acorde a la división de  $0.3\Delta_p$ ,  $0.3\Delta_p$ ,  $0.2\Delta_p$  y  $0.2\Delta_p$  del desplazamiento plástico (SEAOC, 1995).

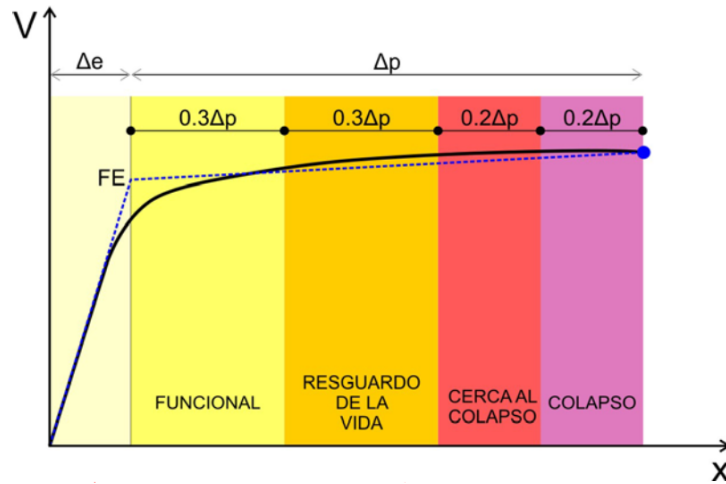


Figura 2.7: Sectorización propuesta por el SEAOC. Tomado de (Muñoz, 2009)

El punto de desempeño se coloca a lo largo de la curva sectorizada y según el sector donde se ubique, se determina el nivel de desempeño asociado a la estructura.

## 2.5. Desempeño esperado acorde a SEAOC VISION 2000

Según el SEAOC (SEAOC, 1995), se definen tres tipos de edificaciones, estas son los edificios comunes, los esenciales y los de seguridad crítica. Con esta clasificación, se puede determinar el desempeño mínimo que deberían alcanzar cada tipo de edificación según el nivel de peligro sísmico considerado para la evaluación. En la figura 2.8 se presenta la matriz de desempeño que detalla lo explicado.

		Nivel de desempeño			
		Completamente funcional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Nivel de peligro sísmico	Sismo frecuente (45 años)				
	Sismo ocasional (75 años)				
	Sismo raro (475 años)				
	Sismo muy raro (970 años)				

<span style="display: inline-block; width: 50px; height: 15px; background-color: #FFD700; border: 1px solid black;"></span> Edificación común	<span style="display: inline-block; width: 50px; height: 15px; background-color: #90EE90; border: 1px solid black;"></span> Edificación esencial	<span style="display: inline-block; width: 50px; height: 15px; background-color: #4682B4; border: 1px solid black;"></span> Edif. de Seguridad crítica
--	---	---

Figura 2.8: Matriz de desempeño para edificios comunes, esenciales y de seguridad crítica. Adaptado de (Muñoz, 2009)

En este caso, para evaluar el desempeño esperado en los módulos educativos, que clasifican co-

mo edificaciones esenciales según la norma E.030 (SENCICO, 2018), se considera el siguiente escenario de peligro sísmico.

Tabla 2.1: Escenario de peligro sísmico

Nivel de peligro sísmico	Periodo de Retorno	Aceleración en suelo rígido en la costa peruana
Sismo raro	475 años	0.45g

El sismo raro o de diseño utilizado en este proyecto, se define como el que tiene un periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de suceder del 10% en los próximos 50 años, en base a este sismo, se determina que para el módulo educativo se tendría que alcanzar como mínimo un desempeño funcional.



### 3. Análisis sísmico del colegio en su situación actual mediante la normativa peruana E.030

#### 3.1. Descripción de la estructura en su estado actual

El pabellón analizado presenta las siguientes características geométricas y estructurales. Este está conformado por dos niveles y cuenta con tres aulas por nivel. El sistema estructural en la dirección longitudinal (Eje X) es de pórticos de concreto armado; y en la dirección transversal (Eje Y) es de muros de albañilería confinada y pórticos, distribuidos de forma intercalada. También, la cimentación está conformada por zapatas conectadas mediante vigas de cimentación en ambas direcciones (Eje X e Y) y cuenta con cimiento corrido para los muros de albañilería portantes. En las siguientes figuras, se muestran la cimentación y los encofrados de techo del primer piso del pabellón.

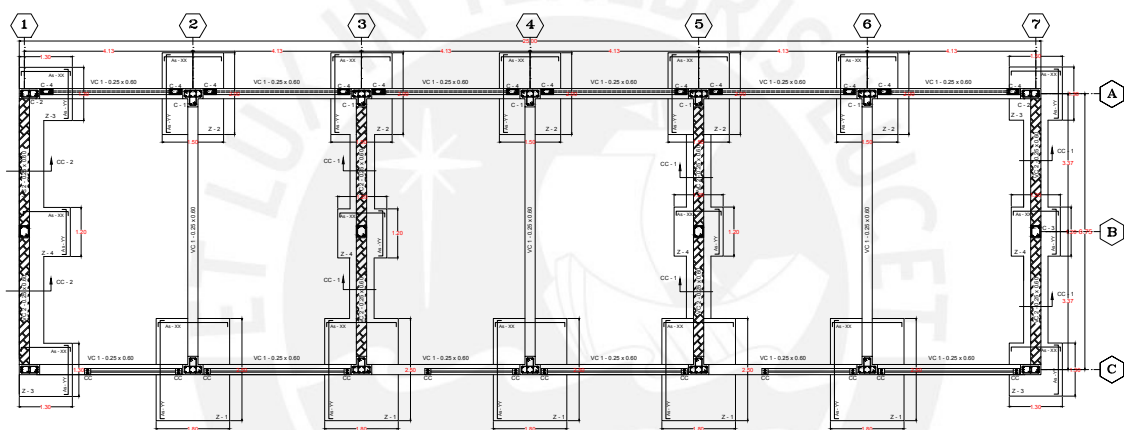


Figura 3.1: Cimentación

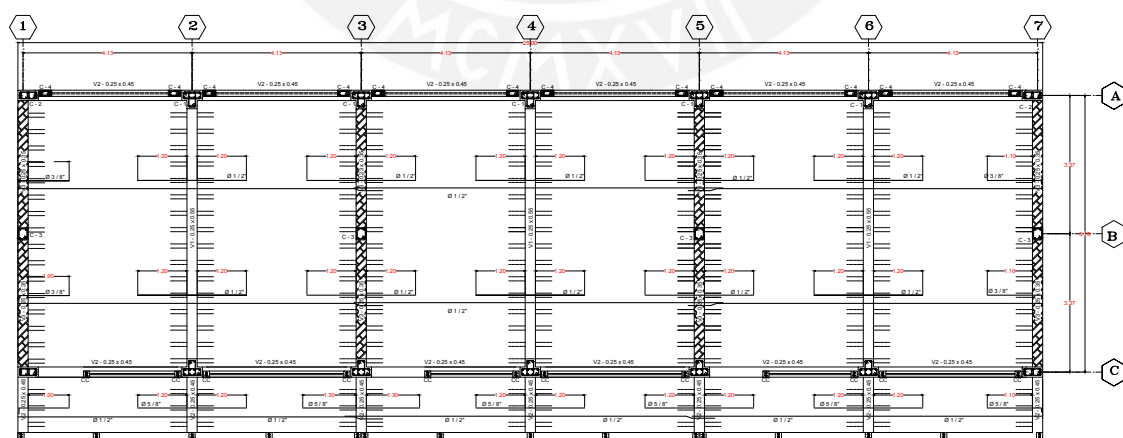


Figura 3.2: Encofrado de techo del primer piso

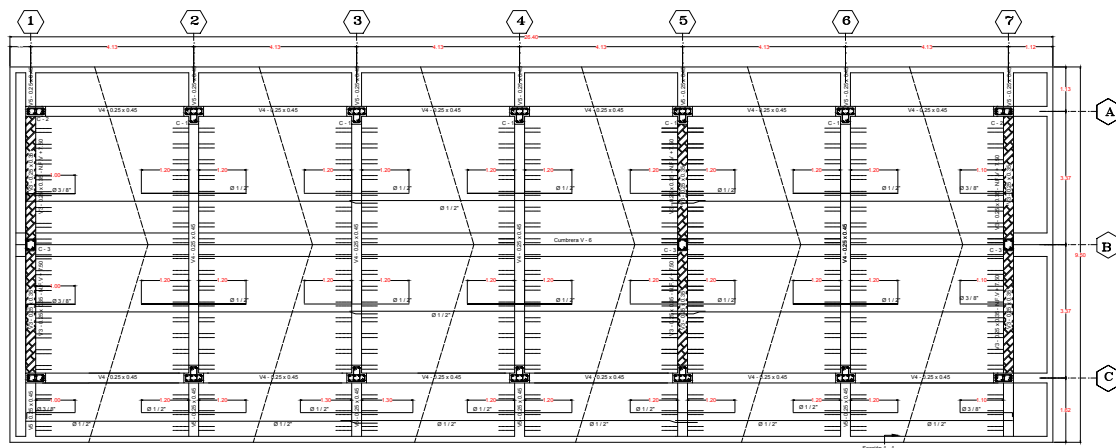


Figura 3.3: Encofrado de techo del segundo piso

### 3.2. Parámetros sísmicos

El análisis sísmico se efectuó siguiendo las indicaciones de la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 (2018). Los parámetros empleados se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 3.1: Parámetros sísmicos

Factor de Zona	Zona Z4	$Z = 0.45$
Factor de importancia	Edificación Esencial A2	$U = 1.5$
Perfil de Suelo	Suelo intermedio S2	$S = 1.05$ $T_P = 0.6$ $T_L = 2.0$
Factor de Reducción Eje X	Pórticos de Concreto Armado - Regular	$R_{xx} = 8.00$
Factor de Reducción Eje Y	Albañilería Confinada - Regular	$R_{yy} = 3.00$

### 3.3. Modelo tridimensional

Para obtener los resultados del análisis lineal, se modeló tridimensionalmente el pabellón del colegio en el software ETABS V 19.1.1., para ello, se utilizaron elementos *frame* para vigas y columnas; y elementos *shell* para muros. Las losas se consideraron como elementos *membrane*, que no aportan rigidez lateral y su principal función es repartir las cargas verticales. También, se asignó un diafragma rígido en el techo del primer piso y otro diafragma rígido en las vigas del segundo piso, que se encuentran generando una malla por debajo del techo a dos aguas de este, adicionalmente, se consideró en cada diafragma 3 grados de libertad. El modelo del análisis lineal se muestra en la figura 3.4.



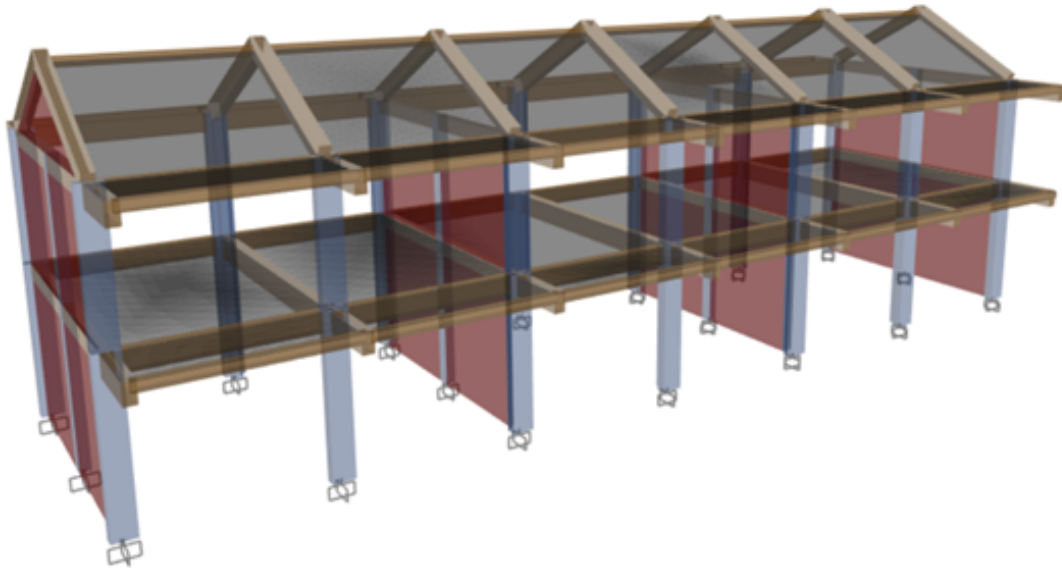


Figura 3.4: Modelo 3D para análisis lineal

### 3.4. Participación modal y periodos

Los modos de vibración son parte del cálculo para la estimación de la respuesta tanto en desplazamientos como en fuerzas, de esta forma los modos con mayor participación serán el reflejo de la respuesta total de la estructura (Chopra, 2014). Se tiene un modo de vibración por cada grado de libertad y en cada piso existen tres grados de libertad, es así que la estructura posee 6 modos de vibración, estos se presentan en la tabla 3.2.

Tabla 3.2: Modos de vibración y masas participativas

Modo	Periodo (seg)	Masa participativa X-X	Masa participativa Y-Y
1	0.374	0.904	0.000
2	0.196	0.000	0.861
3	0.176	0.002	0.000
4	0.170	0.037	0.000
5	0.100	0.057	0.000
6	0.047	0.000	0.139

De la tabla 3.2 se observa que el modo 1, con un periodo de 0.374 s, es el modo fundamental traslacional para la dirección **X** con una masa participativa del 90.41 % y en la dirección **Y** el modo fundamental traslacional es el modo 2 con un periodo de 0.196 s y una masa participativa del 86.07 %.

### 3.5. Fuerza cortante basal y factor de amplificación

La cortante dinámica se debe escalar como mínimo al 80 % de la cortante estática para estructuras regulares acorde a la norma E.030. El valor de escalamiento se debe de aplicar como un factor proporcional a los resultados, salvo los desplazamientos. El factor de amplificación para ambas direcciones se muestra en la tabla 3.3

Tabla 3.3: Cortante basal en ambas direcciones y factor de amplificación

Dirección	Cortante basal estática (tonf)	80 % de Cortante basal estática (tonf)	Cortante basal dinámica (tonf)	Factor de amplificación
X	72.46	57.97	65.21	1.0
Y	193.22	154.58	167.14	1.0

Al ser la edificación esencial y regular se debe considerar como mínimo el 80 % de la cortante basal estática y dado que la cortante basal dinámica es mayor al 80 %, entonces se tomará como factor de amplificación el valor de 1.

### 3.6. Desplazamientos y derivas

Los desplazamientos máximos absolutos y las derivas de entrepiso calculados a partir del análisis sísmico, se resumen a continuación.

Tabla 3.4: Desplazamientos máximos y derivas de entrepiso

Piso	Desplazamiento máximo en Eje X (cm)	Desplazamiento máximo en Eje Y (cm)	Deriva en Eje X (‰)	Deriva en Eje Y (‰)
Piso 2	7.05	0.43	7.94	0.55
Piso 1	3.00	0.22	8.32	0.61

A partir de los resultados mostrados en la tabla 3.4 se observa que la deriva de 8.32 ‰ obtenida en la dirección X supera el límite establecido para estructuras de concreto armado (7.0 ‰). En cambio, en la dirección Y se obtiene el valor de 0.61 ‰, el cual no excede al límite establecido para estructuras de albañilería confinada (5.0 ‰).

### 3.7. Verificación del diseño por resistencia

Para la verificación del diseño de los elementos estructurales que componen el edificio estudiado se siguieron los lineamientos indicados en la norma E.060 (SENCICO, 2009) Diseño en Concreto Armado para los elementos de concreto armado y la norma E.070 (SENCICO, 2006) Albañilería para los muros de albañilería.

### 3.7.1. Verificación del diseño de losas aligeradas

A continuación, se muestra la verificación del diseño del tramo típico del aligerado de techo del primer piso en la zona del corredor, debido a que el diseño en la zona de aulas y el corredor es el mismo, pero la sobrecarga de la zona de corredor es mayor a la de aulas.

Tabla 3.5: Cargas consideradas para el análisis de una vigueta en zona de corredor

Patrón de carga	Tipo	Carga (tonf/m)
Carga muerta	Peso propio	0.12
	Piso terminado	0.04
Carga viva	Sobrecarga	0.16

#### 3.7.1.1. Verificación del diseño por corte

Del análisis elástico, se presenta el diagrama de fuerza cortante en la figura 3.5.

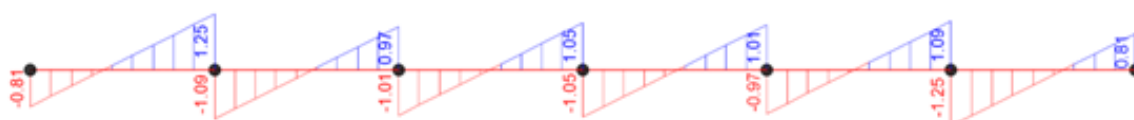


Figura 3.5: Diagrama de fuerza cortante de la vigueta en la zona de corredor

La resistencia de la vigueta para fuerza cortante, según la Norma E.060, se puede estimar mediante la expresión 3.1:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \times 1.1 \quad (3.1)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 \times 1.1$$

$$\phi V_c = 1.22 \text{ tonf}$$

Para la losa de 20 cm de espesor, se obtiene un  $\phi V_c$  de 1.22tonf y la fuerza cortante última máxima a “d” de la cara es de 1.15tonf. Por lo tanto, se verifica que el diseño por corte cumple la norma.

#### 3.7.1.2. Verificación del diseño a flexión

En la figura 3.6, se muestra el diagrama de momento flector de la vigueta analizada.

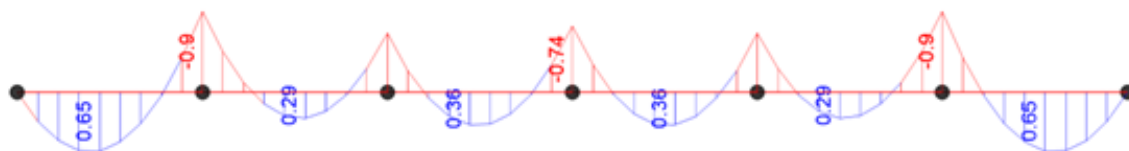


Figura 3.6: Diagrama de momento flector de la vigueta en la zona de corredor

A partir de los momentos requeridos en la figura 3.6, se verifica en las tablas 3.6 y 3.7 la resistencia instalada en la vigueta.

Tabla 3.6: Verificación del diseño por flexión de la vigueta - Parte 1

Tramo	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3		
Longitud (m)	1.3			4.15			4.15		
Zona	Izq	Cen	Der	Izq	Cen	Der	Izq	Cen	Der
Mu Max (ton-m)	0	0.65	-0.87	-0.87	0.29	-0.59	-0.59	0.36	-0.70
As.Req + (cm <sup>2</sup> )	0.00	1.06	1.49	1.49	0.45	0.98	0.98	0.57	1.18
As.Col + (cm <sup>2</sup> )	2.00	1.29	2.00	2.00	1.29	2.00	2.00	1.29	2.00
Cumple	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>
Déficit (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 3.7: Verificación del diseño por flexión de la vigueta - Parte 2

Tramo	Tramo 4			Tramo 5			Tramo 6		
Longitud (m)	1.3			4.15			4.15		
Zona	Izq	Cen	Der	Izq	Cen	Der	Izq	Cen	Der
Mu Max (ton-m)	-0.74	0.36	-0.59	-0.59	0.29	-0.87	-0.87	0.65	0
As.Req + (cm <sup>2</sup> )	1.18	0.57	0.98	0.98	0.45	1.49	1.49	1.03	0.00
As.Col + (cm <sup>2</sup> )	2.00	1.29	2.00	2.00	1.29	2.00	2.00	1.29	2.00
Cumple	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>	<b>Sí</b>
Déficit (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-

De acuerdo a las tablas 3.6 y 3.7, el diseño cumple con los requisitos de resistencia de la norma E.060.

### 3.7.2. Verificación del diseño de vigas

Las vigas se revisaron por momento flector y fuerza cortante. A continuación, se muestra la revisión del diseño de las vigas con mayor carga en la dirección longitudinal y en la dirección transversal.

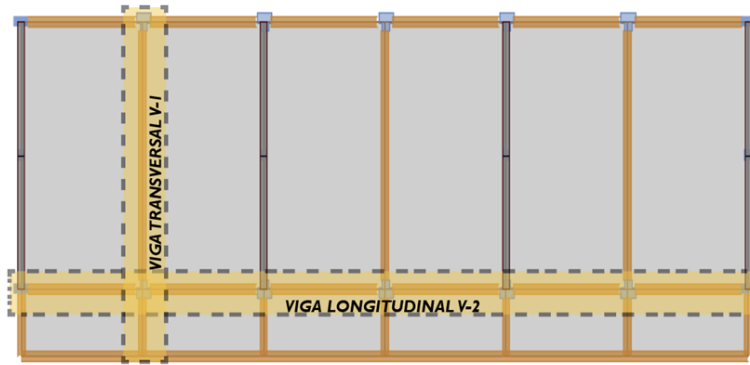


Figura 3.7: Ubicación de viga longitudinal y viga transversal

### 3.7.2.1. Viga longitudinal

Se verifica la viga longitudinal de sección  $25 \times 45 \text{ cm}$ , que se ubica sobre el eje C en el primer piso.

#### Resistencia al corte

En la figura 3.10 se muestra el diagrama de fuerza cortante obtenido del modelo en ETABS:

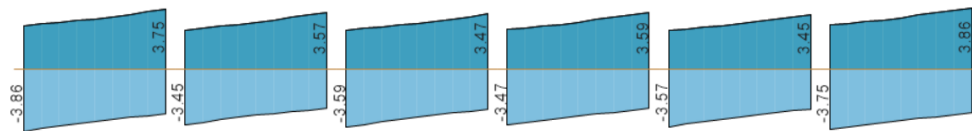


Figura 3.8: Diagrama de fuerza cortante de la viga transversal

El plano de vigas indica un detalle de refuerzo por corte de  $1\phi 3/8'' : 1@.05, 10@.10, rto@.20$ . Dicho detalle de refuerzo cumple con los requisitos de confinamiento del capítulo 21 de la norma E.060, porque se confina  $100 \text{ cm}$  de los  $90 \text{ cm}$  requeridos por norma. Además, este confinamiento brinda una resistencia a la fuerza cortante ( $\phi V_n$ ) de  $26.7 \text{ tonf}$ , la cual es mayor a la máxima fuerza cortante última ( $V_u$ ) de  $3.86 \text{ tonf}$ .

#### Resistencia a flexión

En la figura 3.9 se muestra el diagrama de momento flector obtenido del modelo en ETABS:

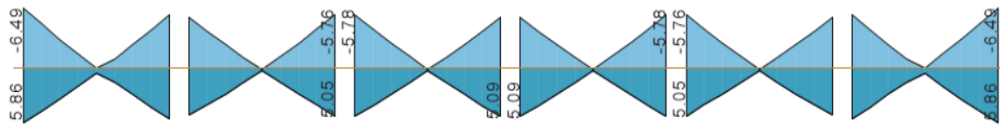


Figura 3.9: Diagrama de momento flector de la viga transversal

A partir de las fuerzas requeridas en la figura 3.9, se muestra en la tabla 3.8 la verificación de la resistencia a momento flector instalada en la viga.

Tabla 3.8: Verificación del diseño por flexión de la viga longitudinal analizada

Tramo	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4		Tramo 5		Tramo 6	
Longitud (m)	4.00		4.17		4.00		4.00		4.00		4.00	
Zona	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der
Mu Max (ton-m)	6.49	5.73	5.44	5.76	5.78	5.49	5.49	5.78	5.76	5.44	5.73	6.49
As.Req (cm <sup>2</sup> )	4.66	4.09	3.87	4.11	4.13	3.91	3.91	4.13	4.11	3.87	4.09	4.66
As.Col (cm <sup>2</sup> )	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Cumple	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí
Def (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Según la tabla 3.8, la viga longitudinal cumple con los requisitos de resistencia a flexión de la norma E.060. Además, el análisis estructural de esta viga es similar al de la viga del eje A, por lo que se considera que las vigas de estos dos ejes (A y C) tienen la capacidad suficiente a flexión.

### 3.7.2.2. Viga transversal

Se verifica la viga transversal de sección 25x55cm, que se ubica sobre el eje 4 en el primer piso.

#### Resistencia al corte

En la figura 3.10 se muestra el diagrama de fuerza cortante obtenido del modelo en ETABS:

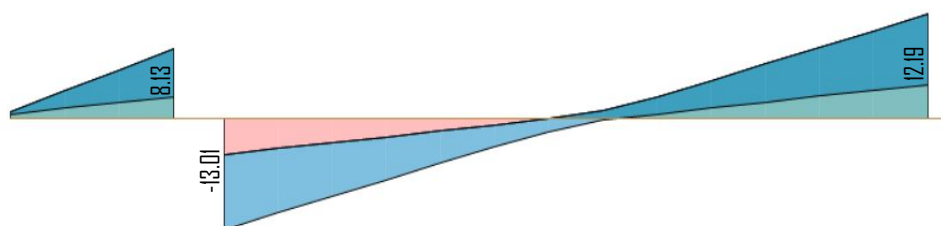


Figura 3.10: Diagrama de fuerza cortante de la viga transversal

El plano de vigas indica un detalle de refuerzo por corte de  $1\phi 3/8'' : 1@.05, 12@.10, rto@.20$ . Dicho detalle de refuerzo cumple con los requisitos de confinamiento del capítulo 21 de la norma E.060, porque se confina  $120\text{cm}$  de los  $110\text{cm}$  requeridos por norma. Además, este confinamiento brinda una resistencia a la fuerza cortante ( $\phi V_n$ ) de  $26.7\text{tonf}$ , la cual es mayor a la máxima fuerza cortante última ( $V_u$ ) de  $13.01\text{tonf}$ .

### Resistencia a flexión

En la figura 3.11 se muestra el diagrama de momento flector obtenido del modelo en ETABS:

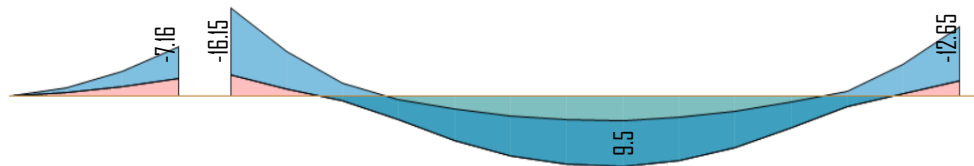


Figura 3.11: Diagrama de momento flector de la viga transversal

A partir de las fuerzas requeridas de la figura 3.11, se muestra en la tabla 3.9 la verificación de la resistencia a momento flector instalada en la viga.

Tabla 3.9: Verificación del diseño por flexión de la viga transversal

Tramo	Tramo 1			Tramo 2		
Longitud (m)	2.15			7.20		
Zona	Izq	Cen	Der	Izq	Cen	Der
Mu Max (ton-m)	0	0	-7.16	-16.15	9.50	-12.65
As.Req (cm <sup>2</sup> )	0	0	4.02	9.61	5.41	7.35
As.Col (cm <sup>2</sup> )	6	6	10	10	6	10
Cumple	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí
Déficit (%)	-	-	-	-	-	-

Según la tabla 3.9, la viga transversal cumple con los requisitos de resistencia a flexión de la norma E.060. Además, el análisis estructural de esta viga es similar al de las vigas de los ejes 2 y 6, por lo que se considera que las vigas de estos ejes (2, 4 y 6) tienen la capacidad suficiente a flexión

#### 3.7.3. Verificación del diseño de columnas

Las columnas se diseñaron por flexocompresión y cortante. A continuación, se realiza la verificación de la columna C-1 ubicada en la intersección de los ejes C y 4.

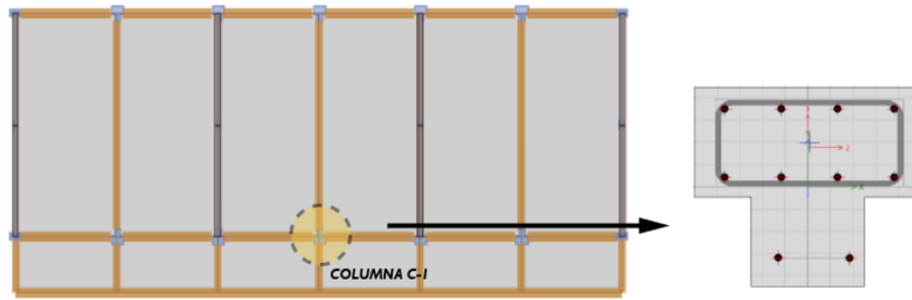


Figura 3.12: Ubicación de columna analizada

### 3.7.3.1. Verificación del diseño por flexocompresión

Para la verificación por flexocompresión se generaron los diagramas de interacción en ambas direcciones, para posteriormente verificar que las combinaciones de cargas se encuentren dentro de este. Para ello se requiere el detalle del refuerzo de la columna como se presenta en la figura 3.13.

GEOMETRIA	ACERO LONGITUDINAL	ESTRIBOS	
		Diametro	Reparticion
	10 Ø 5 / 8"	2 Ø 3 / 8"	1 @ 0.05 + 8 @ 0.10 + R @ 0.20 / Ext.

Figura 3.13: Detalle de refuerzo de la columna C-1



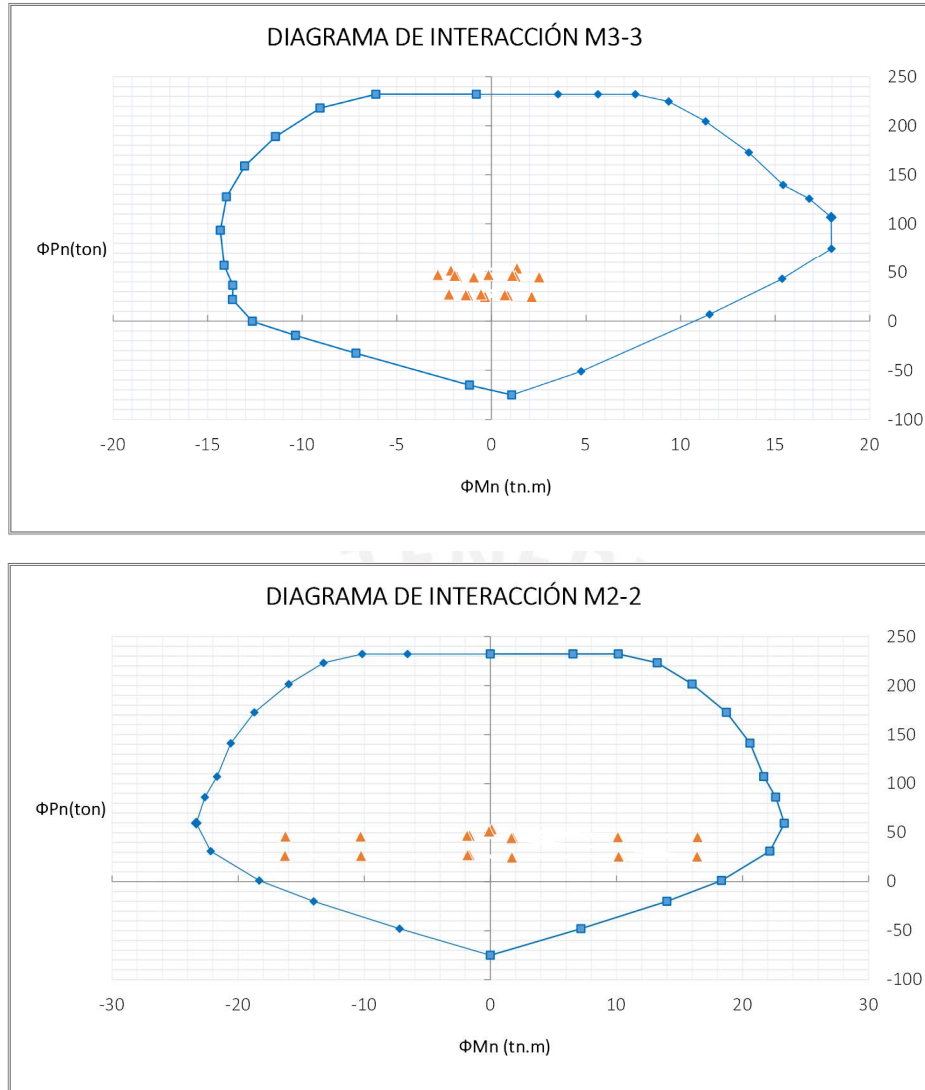


Figura 3.14: Diagrama de interacción en los ejes X e Y

De la figura 3.14, se observa que los puntos obtenidos por medio de las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo cual, se puede afirmar que la resistencia a flexocompresión de la columna analizada satisface la demanda sísmica.

### 3.7.3.2. Verificación del diseño por corte

El plano de columnas, indica un detalle de refuerzo por corte para las columnas de  $2\phi 3/8''$  :  $1@.05$ ,  $8@.10$ ,  $rt0@.20$ , dicho detalle de refuerzo cumple con los requisitos de confinamiento del capítulo 21 de la norma E.060, pues confina  $85cm$  de los  $55cm$  requeridos por norma. Además, este confinamiento brinda una resistencia a la fuerza cortante ( $\phi V_n$ ) de  $35.71tonf$ , la cual es mayor a la máxima fuerza cortante última ( $V_u$ ) de  $6.08tonf$ , para la combinación de cargas crítica.

### 3.7.4. Verificación del diseño de muros de albañilería

Para revisar el diseño de los muros de albañilería confinada se realizan las siguientes verificaciones.

#### 3.7.4.1. Verificación por esfuerzos axiales

Para el esfuerzo axial debido a cargas de servicio, que incluye el 100 % de la sobrecarga, se debe verificar que no exceda el límite establecido por la norma E.070, para ello se consideran los valores de  $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$  obtenido de los planos de estructuras y  $v'm = 8.1 \text{ kg/cm}^2$  extraído de la norma E.070 (SENCICO, 2006). En la tabla 3.10 se verifican los esfuerzo axiales de los 4 muros de albañilería del pabellón.

Tabla 3.10: Verificación del esfuerzo axial de los muros de albañilería confinada

Muro (Eje)	$P_m(\text{tonf})$	L (m)	t (m)	$\sigma_{act}(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_{adm}(\text{kg/cm}^2)$	Cumple
1	25.77	7.0	0.25	1.53	9.75	Sí
3	31.09	7.0	0.25	1.85	9.75	Sí
5	31.09	7.0	0.25	1.85	9.75	Sí
7	25.77	7.0	0.25	1.53	9.75	Sí

Según la tabla 3.10, los muros de albañilería cumplen con los requisitos de esfuerzo axiales debido a las cargas de servicio de la norma E.070.

#### 3.7.4.2. Verificación del agrietamiento diagonal

Esta verificación se basa en que frente a la acción del sismo moderado, la albañilería de los muros del primer piso no deben agrietarse diagonalmente. La norma E.070 limita el valor de la fuerza cortante en el rango elástico, antes del agrietamiento, al 55 % de la resistencia a corte del muro para el caso de un sismo moderado. En la 3.11 se verifican el agrietamiento diagonal de los muros de albañilería del pabellón.

Tabla 3.11: Verificación del agrietamiento de los muros de albañilería confinada

Muro (Eje)	$V_e(\text{tonf})$	$f_m(\text{kg/cm}^2)$	$v_m(\text{kg/cm}^2)$	t (cm)	L (cm)	$P_g(\text{tonf})$	$V_m(\text{tonf})$	0.55V <sub>m</sub>	Cumple
1	26.27	65	8.1	25	700	25.77	73.97	40.68	Sí
3	24.35	65	8.1	25	700	31.09	75.19	41.35	Sí
5	24.35	65	8.1	25	700	31.09	75.19	41.35	Sí
7	26.27	65	8.1	25	700	25.77	73.97	40.68	Sí

Según la tabla 3.11, los muros cumplen con los requisitos contra el agrietamiento de la norma E.070.

### 3.7.4.3. Verificación de la resistencia al corte global de la edificación

Los muros de albañilería suministran una resistencia al corte  $V_m$  de  $298.32\text{tonf}$ , el cual es mayor a la cortante de diseño  $V_u = 167.14\text{tonf}$ . Por lo tanto, la estructura cumple con los requisitos de resistencia global de la norma E.070.



## 4. Evaluación del desempeño sísmico del colegio mediante análisis no lineal estático del ASCE 41-17

### 4.1. Material utilizado

El concreto y el acero es representado mediante un diagrama de esfuerzo-deformación, tanto en su rango lineal como no lineal, para el análisis por desempeño. En este caso, para el concreto se ha utilizado el modelo de Mander y para el acero de refuerzo el modelo del tipo Simple, que considera endurecimiento y ablandamiento, tal como se muestra en las siguientes figuras.

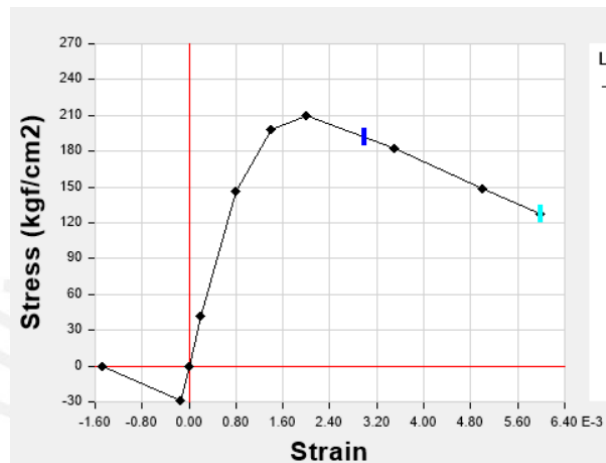


Figura 4.1: Diagrama constitutivo del modelo de Mander para el concreto

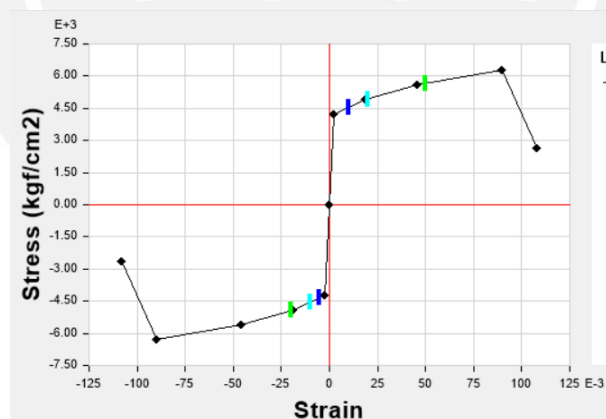


Figura 4.2: Diagrama constitutivo del modelo Simple para el acero de refuerzo

### 4.2. Plasticidad utilizada

La plasticidad utilizada a flexión para las columnas y vigas de concreto armado son del tipo fibra, donde se discretizan las fibras de concreto y acero de refuerzo en la sección. Estas rótulas se colocan a la cara de los nudos entre vigas y columnas, en la parte superior e inferior. Por otro lado, las rótulas a corte para los muros de albañilería se han colocado en el centro de los muros. El detalle de la ubicación de las rótulas se muestra en la figura 4.5.

Para los muros de albañilería, las rótulas de corte se han configurado en función de las propiedades de los mismos, tales como su  $f'm = 65\text{kg/cm}^2$ ,  $v_m = 8.1\text{kg/cm}^2$ , dimensiones, y otras características que se muestran en las tablas 4.1 y 4.2, tanto para el primer y segundo piso, respectivamente.

Tabla 4.1: Rótulas de corte para el primer nivel

<i>Muro de albañilería confinada - Primer nivel</i>			
L(cm)	755.00	H(cm)	300.00
D(cm)	812.42	$\alpha(^{\circ})$	21.67
f'm	65	t(cm)	25
$\alpha$	1	vm	8.06
Vm(tonf)	81.38	Pg(tonf)	23
Fuerza Base	81.38	Desplaz Base	0.3

	B	C	D	E
Fuerza	0.77	1.15	1.00	0.40
Desplazam.	-	5.5	8.5	13.0

Tabla 4.2: Rótulas de corte para el segundo nivel

<i>Muro de albañilería confinada - Segundo nivel</i>			
L(cm)	755.00	H(cm)	275.00
D(cm)	803.52	$\alpha(^{\circ})$	20.01
f'm	65	t(cm)	25
$\alpha$	1	vm	8.06
Vm(tonf)	78.39	Pg(tonf)	10
Fuerza Base	78.39	Desplaz Base	0.275

	B	C	D	E
Fuerza	0.77	1.15	1.00	0.40
Desplazam.	-	5.5	8.5	13.0

Los valores finales de fuerza y desplazamiento calculados sirven para las rótulas de corte en cada tramo de muro de albañilería confinada, como se muestran en las siguientes figuras.

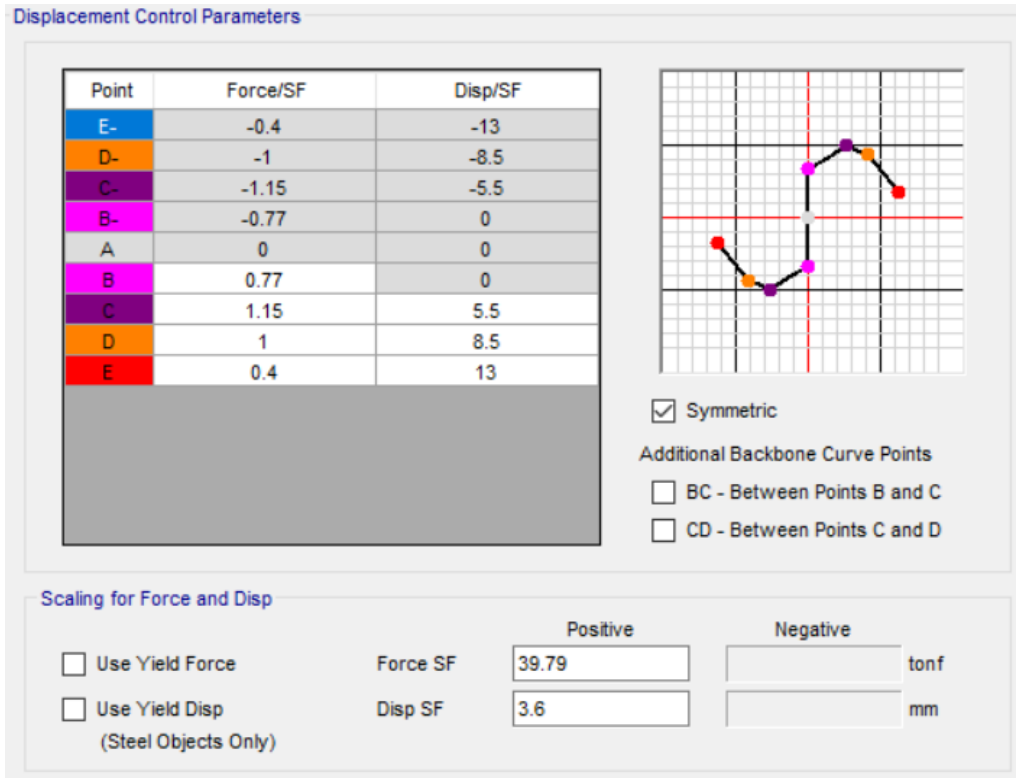


Figura 4.3: Rótulas de corte en albañilería confinada para el primer nivel

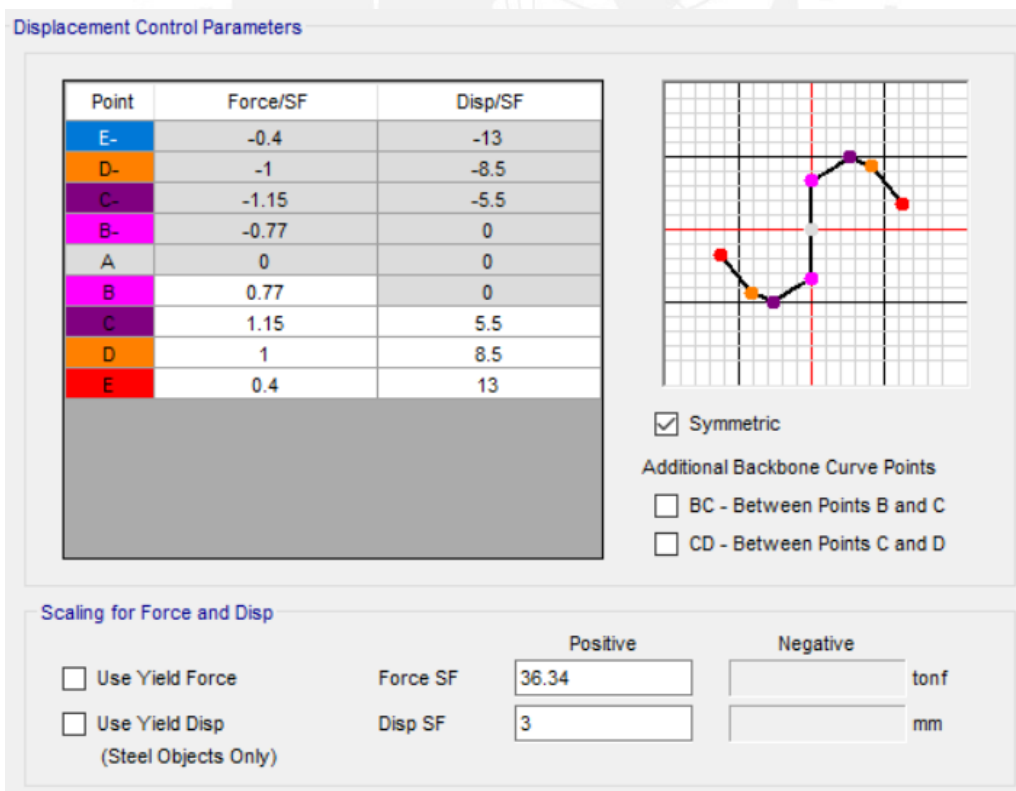


Figura 4.4: Rótulas de corte en albañilería confinada para el segundo nivel

Por último, se muestran en la figura 4.5 las rótulas de flexión en las vigas y columnas de

concreto armado y las de corte en la albañilería confinada.

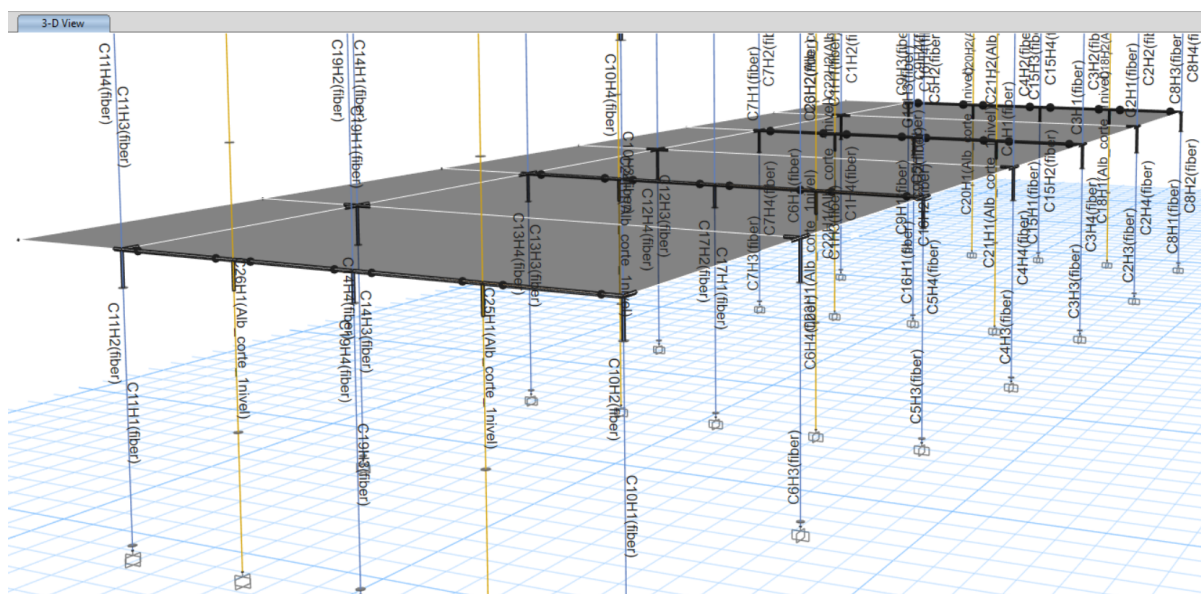


Figura 4.5: Rótulas a flexión en vigas y columnas de concreto armado y rótulas de corte en albañilería confinada

### 4.3. Curva de capacidad

Del análisis no lineal, se han obtenido las curvas de capacidad, que relacionan la cortante basal con el desplazamiento del último nivel de la estructura, en las direcciones **X** e **Y**. A continuación, se muestran las curvas de capacidad en la figura 4.6 según los lineamientos del ASCE 41-17.

Curva de capacidad en ambas direcciones

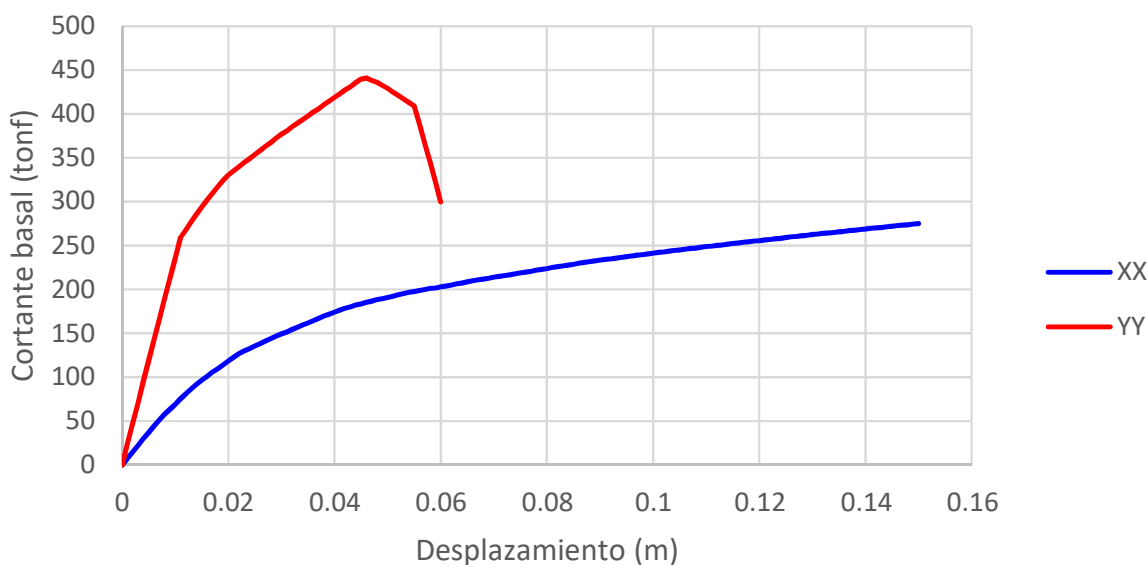


Figura 4.6: Curva de capacidad en ambas direcciones

De la figura 4.6, se observa que en la dirección de los pórticos hay mayor ductilidad y menor resistencia respecto a la dirección **Y**, esto tiene sentido, debido a que la dirección **Y** está conformada principalmente de muros de albañilería y este sistema estructural es rígido acorde a la norma E.070. Por otro lado, en la dirección **X**, los pórticos de concreto armado, son un sistema estructural de falla dúctil a flexión.

#### 4.4. Cálculo del punto de desempeño por el método de coeficientes del ASCE 41-17

Se calcula el punto de desempeño acorde al método de los coeficientes planteado en el ASCE 41-17 para cada dirección de análisis. Los parámetros utilizados para el cálculo del punto de desempeño en la dirección **X** y **Y** se muestran en las tablas 4.3 y 4.4, respectivamente.

Tabla 4.3: Parámetros para el cálculo de desempeño en la dirección X acorde al ASCE 41-17

c0	1.20	a	90.00
c1	1.20	te	0.40
ke	6454.00	sa(g)	1.77
ki	7444.00	Vy	164.00
ti	0.37	W	356.00
c2	1.06	cm	1.00
$\delta$ (cm)	<b>10.83</b>	$u_{strg}$	3.85

Tabla 4.4: Parámetros para el cálculo de desempeño en la dirección Y acorde al ASCE 41-17

c0	1.20	a	90.00
c1	1.34	te	0.20
ke	23729.00	sa(g)	1.77
ki	23729.00	Vy	284.00
ti	0.20	W	356.00
c2	1.05	cm	1.00
$\delta$ (cm)	<b>2.98</b>	$u_{strg}$	2.22

Se dibujan los puntos de desempeño obtenidos del método anterior en la curva de capacidad de cada dirección de análisis.



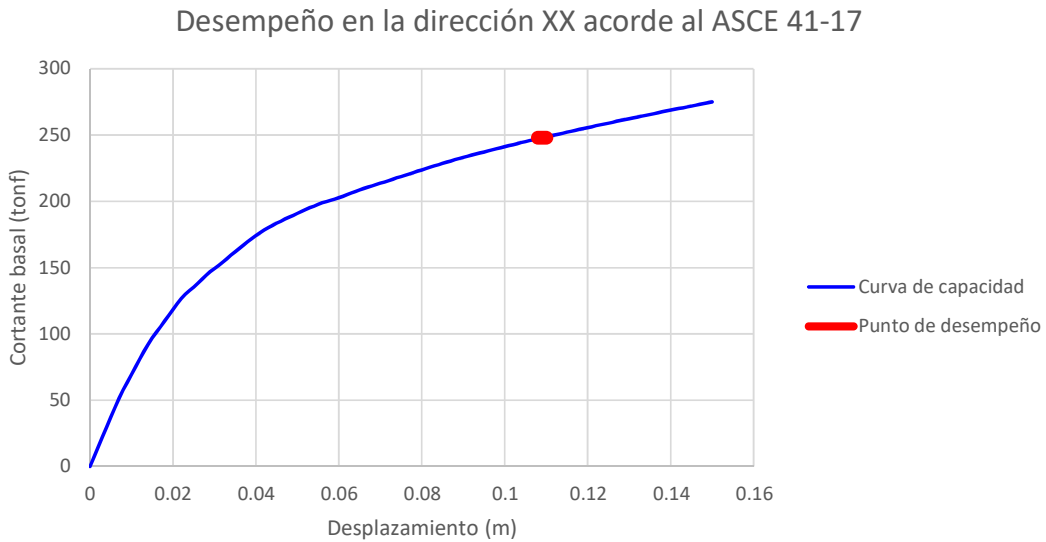


Figura 4.7: Punto de desempeño en la dirección XX acorde al ASCE 41-17

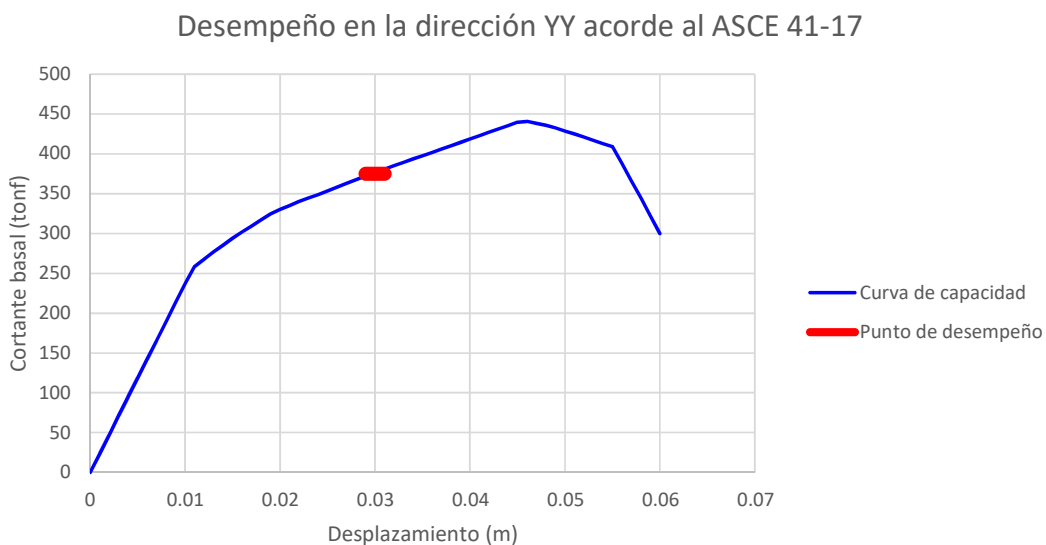


Figura 4.8: Punto de desempeño en la dirección YY acorde al ASCE 41-17

De los resultados se observa que el margen para el colapso en la dirección **Y** es mucho mayor, que para la dirección **X**, por lo que, se puede determinar que en la dirección **X** se presenta un mayor grado de vulnerabilidad.

#### 4.5. Cálculo del desempeño acorde a SEAOC VISION 2000

El punto de desempeño sirve para situar la respuesta de la estructura frente al sismo de diseño para edificaciones esenciales y, posteriormente, se sectoriza el desplazamiento plástico acorde al SEAOC VISION 2000 para obtener el desempeño de la estructura en ambas direcciones.

### Desempeño acorde a SEAOC VISION 2000 - XX

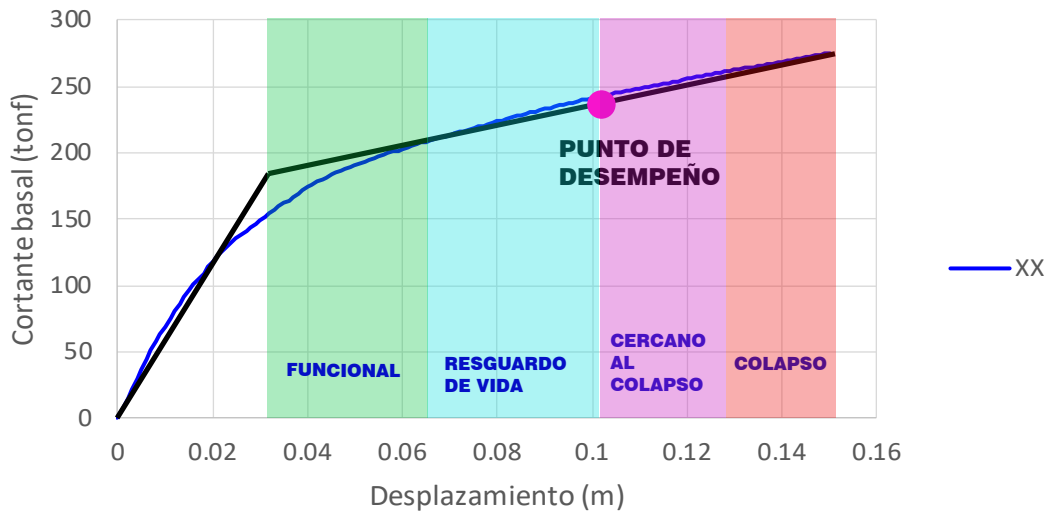


Figura 4.9: Desempeño en la dirección X acorde a SEAOC VISION 2000

### Desempeño acorde a SEAOC VISION 2000 - YY

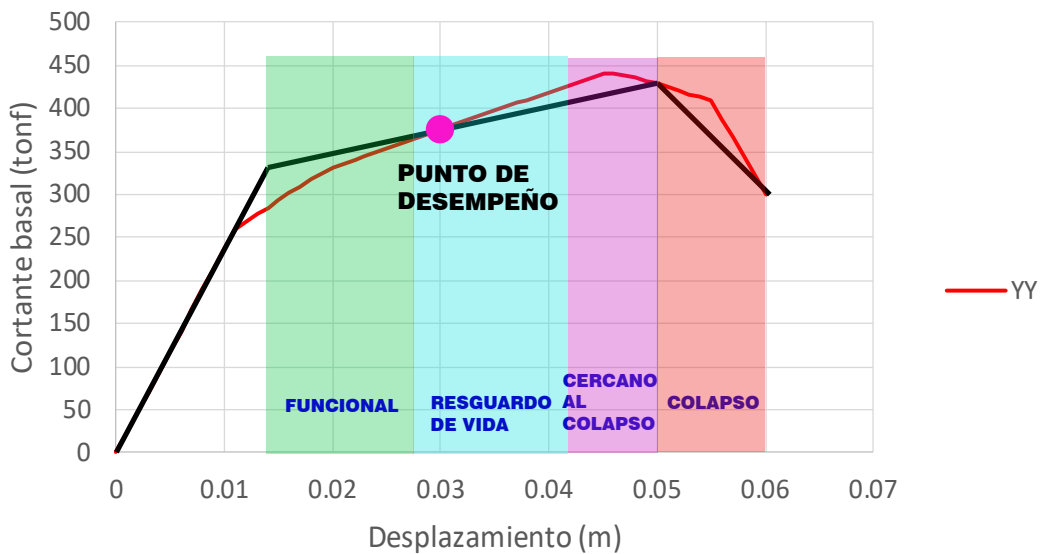


Figura 4.10: Desempeño en la dirección Y acorde a SEAOC VISION 2000

Se observa que en la dirección **Y** se obtiene un desempeño de resguardo de vida; lo cual es concordante con los resultados del análisis lineal modal espectral realizado según la norma sismorresistente E.030, debido a que cumplía con la deriva inferior a 5%. En la dirección **X**, se obtiene un desempeño de resguardo de vida; sin embargo, prácticamente está en el límite entre cercano al colapso y resguardo de vida, lo que demuestra una condición de vulnerabilidad sísmica y es concordante con los resultados obtenidos del análisis lineal modal espectral, debido a que superaba el límite de deriva de 7%.

## 5. Reforzamiento y revisión del colegio con arriostres metálicos acorde a normativa peruana sismorresistente E.030

### 5.1. Análisis modal espectral

El reforzamiento del colegio consiste en la inclusión de arriostres metálicos diagonales dentro de un marco de acero, que se colocan en 6 paños en todo el pabellón, 3 en la parte delantera y 3 en la parte posterior, de tal forma que sea simétrica en el eje X. Los marcos metálicos tienen una sección W8X18 (propiedades en tabla 5.1) y la diagonal tiene una sección de tubular HSS 3”X3”X3/16”(propiedades en tabla 5.2). Lo descrito se puede visualizar en el siguiente modelo 3D de la estructura reforzada.

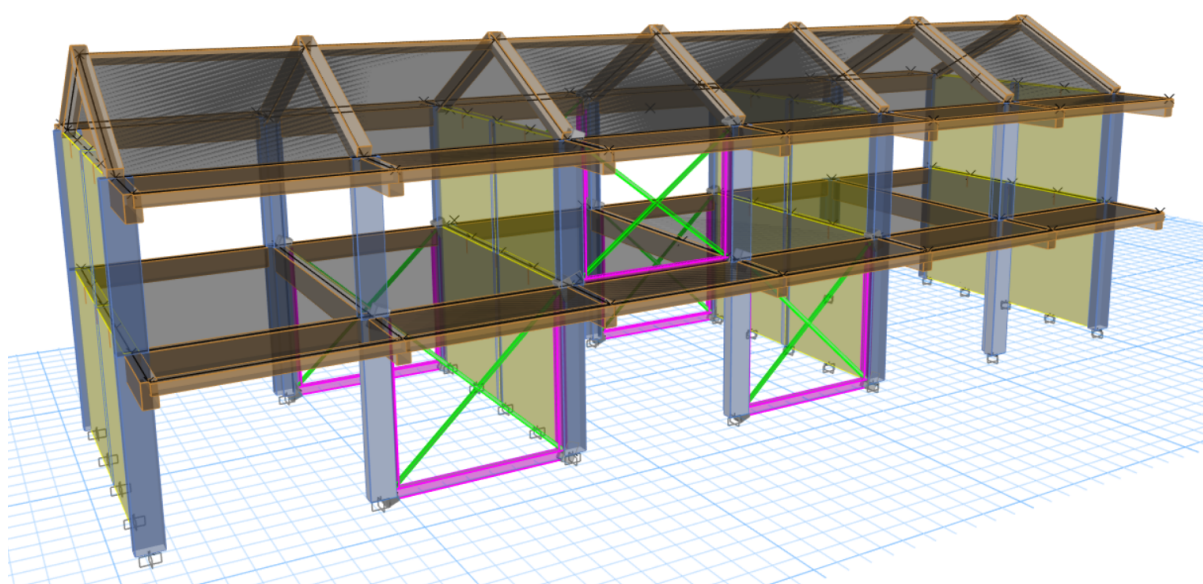


Figura 5.1: Modelo reforzado con estructura metálica

Tabla 5.1: Propiedades del perfil W8X18

Propiedades	Sistema Ingles	Sistema Internacional
Peso lineal	18 lbs/ft	26.787 kgf/m
altura del alma (d)	8.14 in	206.7 mm
ancho del ala (bf)	5.25 in	1219.4 mm
espesor del alma (tw)	0.23 in	6.35 mm
espesor del ala (tf)	0.33 in	41.67 mm

Tabla 5.2: Propiedades del perfil HSS 3”X3”X3/16”

Propiedades	Sistema Ingles	Sistema Internacional
Peso lineal	6.83 lbs/ft	10.16 kgf/m
Altura (h)	3 in	75 mm
Ancho (b)	3 in	75 mm
Espesor (t)	0.19 in	4.69 mm

## 5.2. Participación modal y periodos

Del modelo anterior, se extraen los modos de vibración fundamentales en cada dirección de la estructura reforzada y los periodos relacionados a cada modo.

Tabla 5.3: Modos y periodos del pabellón reforzado

Modo	Periodo (seg)	Masa participativa X-X	Masa participativa Y-Y
1	0.242	0.9173	0
2	0.2	0	0.8661
3	0.175	0.0006	1.04E-05
4	0.08	0.082	0
5	0.046	0	0.1336
6	0.042	0.0001	3.19E-05

## 5.3. Fuerza cortante basal y factor de amplificación

La cortante dinámica se debe escalar como mínimo al 80 % de la cortante estática para estructuras regulares acorde a la norma E.030. Del análisis anterior, se calculan las fuerzas sísmicas y el factor de escalamiento para los resultados de la estructura.

Tabla 5.4: Cortante basal en ambas direcciones y factor de amplificación

Dirección	Cortante basal estática (ton)	80 % de Cortante basal estática (ton)	Cortante basal dinámica (ton)	Factor de amplificación
X	82.52	66.01	67.00	1.00
Y	220.05	176.04	170.00	1.04

Se observa que en la dirección **X** la cortante basal dinámica es mayor al 80 % de la cortante basal estática, por ello se considera 1 para el factor de amplificación; sin embargo, en la dirección **Y** la cortante basal dinámica es menor al 80 % de la estática, por ello, se tomará como factor de amplificación el valor de 1.04.

## 5.4. Desplazamientos y derivas

Los desplazamientos máximos absolutos y las derivas de entrepiso calculados a partir del análisis sísmico de la estructura reforzada se presentan en la siguiente tabla y en la figura 5.2.

Tabla 5.5: Desplazamientos máximos y derivas de entrepiso de la estructura reforzada

Piso	Desplazamiento máximo en Eje X (cm)	Desplazamiento máximo en Eje Y (cm)	Deriva en Eje X (‰)	Deriva en Eje Y (‰)
Piso 2	2.46	0.42	3.55	0.55
Piso 1	1.20	0.22	3.34	0.60

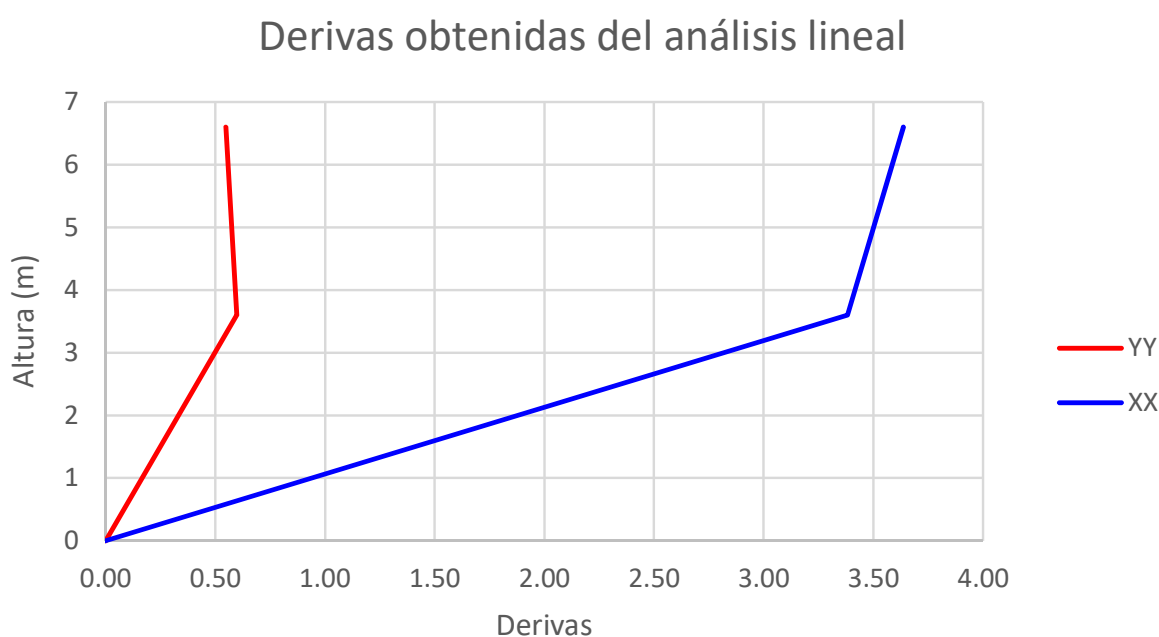


Figura 5.2: Derivas obtenidas del análisis lineal modal espectral de la estructura reforzada

A partir de los resultados mostrados en la tabla 5.5 y en la figura 5.2 se observa que las derivas en las direcciones **X** e **Y** no superan el límite establecido para estructuras de concreto armado (7.0 ‰) y de albañilería confinada (5.0 ‰), respectivamente.

## 5.5. Diseño de la estructura metálica

### 5.5.1. Consideraciones para el diseño estructural

Se han tenido en cuenta los siguientes criterios para el diseño de la estructura metálica, que funcionará como refuerzo estructural:

- Considerar como estructura de refuerzo un marco o pórtico metálico con arriostres concéntricos para brindar rigidez y resistencia al módulo escolar.

- Considerar para la esbeltez de los arriostres diagonales, que el valor de  $kL/r$  sea menor a 200, debido a que estarán sometidos a esfuerzos de tracción y compresión.
- Considerar para los arriostres, que el ángulo que formen con la horizontal se encuentre entre los valores de  $30^\circ$  y  $60^\circ$ , para evitar desarrollar esfuerzos internos desproporcionados y que el sistema sea deficiente.
- Considerar que la ubicación de estos marcos y arriostres sea simétrico con respecto a los ejes longitudinal y transversal de la estructura para mantener la regularidad de la edificación.
- Los perfiles de acero y las platinas a utilizar en el diseño se consideran con las propiedades del acero de la norma ASTM A36.
- Para los pernos de anclaje se utilizarán las propiedades del acero del tipo ASTM A325.
- La soldadura a considerar será de arco protegido y el Electrodo AWS serie E70XX (70ksi).

#### 5.5.2. Distribución del sistema de reforzamiento

El sistema de marcos metálicos se ha distribuido de tal manera que se encuentren de forma simétrica para resistir las solicitaciones laterales en la dirección longitudinal. Estos se han ubicado en los ejes A y B, entre los ejes 3 y 6 para el primer piso; y entre los ejes 4 y 5 para el segundo piso. En total, se han colocado 6 pórticos metálicos, cuatro en el primer piso y dos en el segundo piso. A continuación, se muestra la distribución en planta y la elevación de los pórticos metálicos.

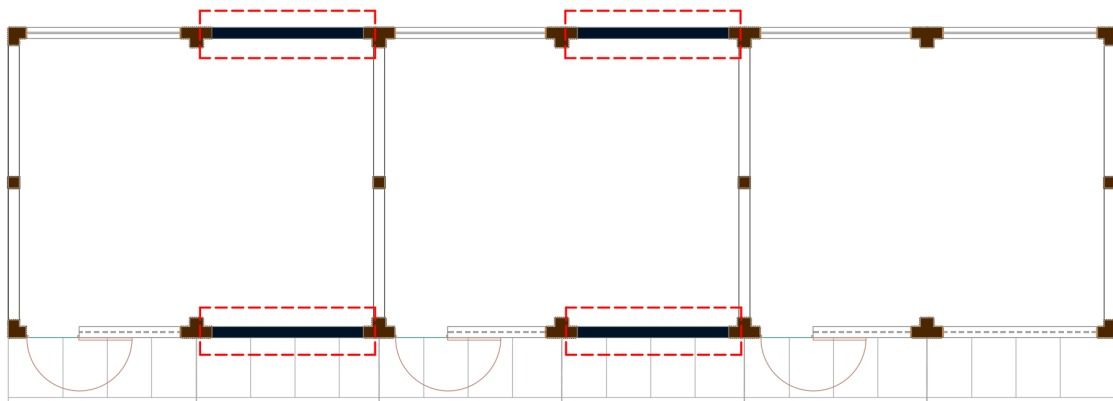


Figura 5.3: Planta del primer piso del pabellón reforzado

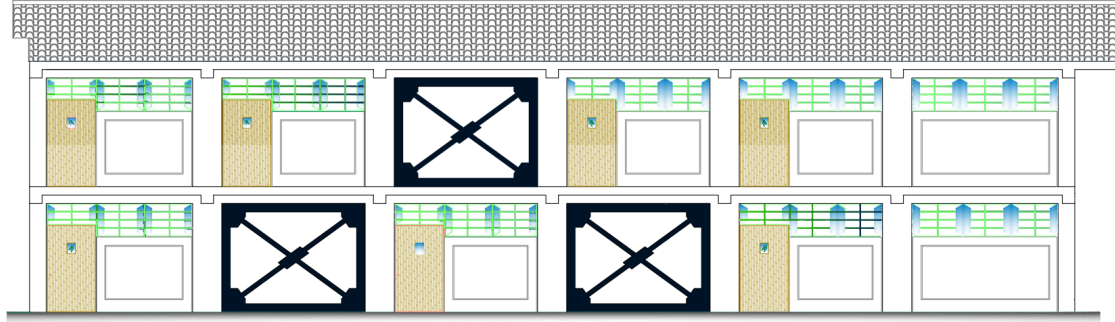


Figura 5.4: Elevación frontal del pabellón reforzado

### 5.5.3. Diseño del sistema de reforzamiento

Para las vigas y columnas que conforman el marco metálico se han considerado perfiles W8X18 de acero estructural del tipo A36, este cuadro se ubicará al interior del pórtico de concreto existente, sujetándose a este a través de pernos de anclaje de 1/2" de diámetro. Las diagonales metálicas, que trabajarán como arriostres concéntricos, son secciones tubulares cuadradas de sección HSS 3"X3"X3/16z estarán soldadas al marco metálico mediante cartelas. El detalle del diseño de los elementos que conforman el refuerzo metálico se realiza en el anexo A.

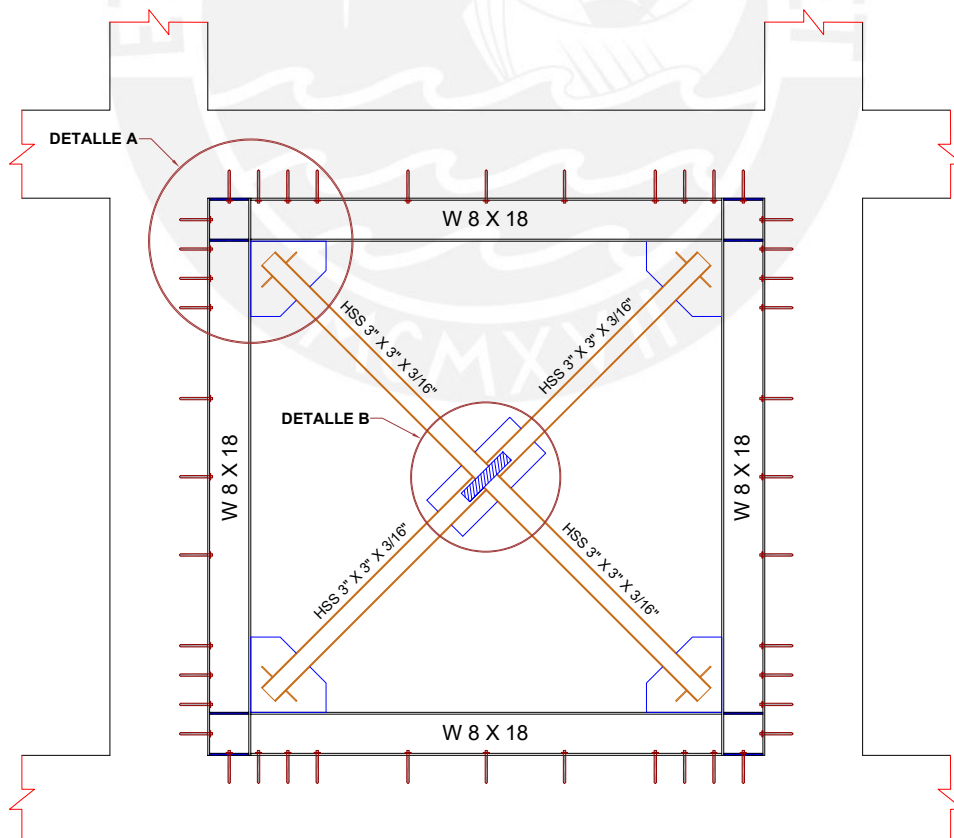


Figura 5.5: Refuerzo ubicado dentro de un pórtico de concreto armado

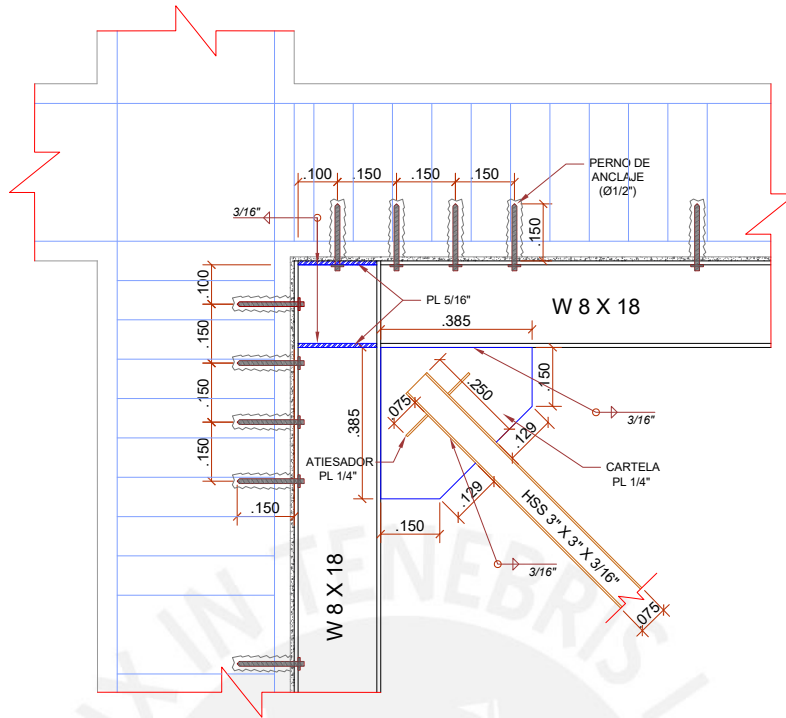


Figura 5.6: Detalle A

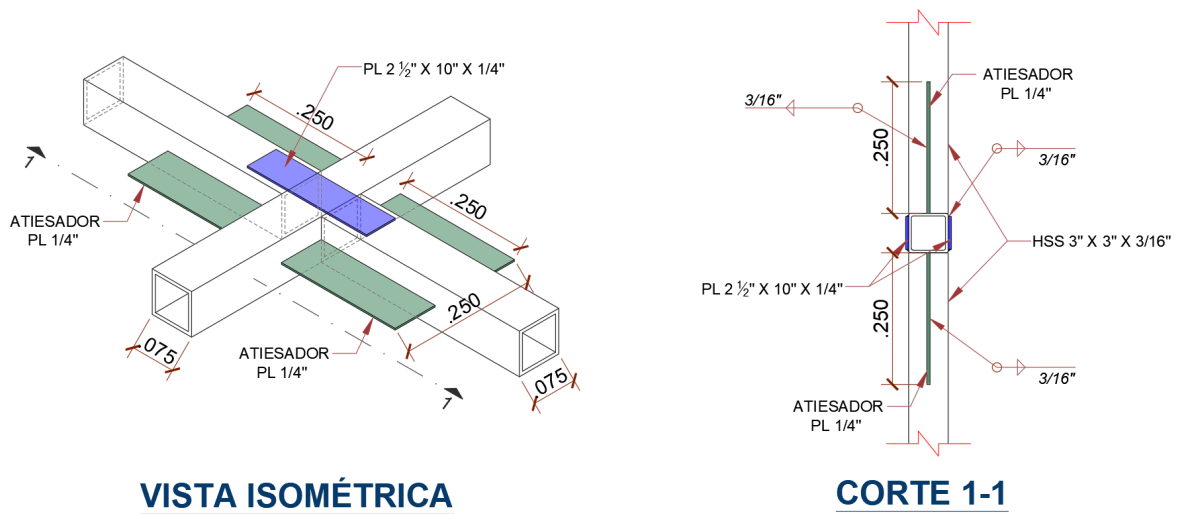


Figura 5.7: Detalle B

### 5.5.3.1. Diseño de los arriostres metálicos

Para el diseño de los arriostres metálicos, se han considerado las máximas cargas axiales, tanto en tracción como en compresión, obtenidas del análisis elástico, como se muestran en la siguiente tabla.



Tabla 5.6: Fuerza axial de los arriostres

Esfuerzos	Eje A	Eje C
Compresión (tonf)	7.04	7.32
Tracción (tonf)	6.53	7.21

Los arriostres metálicos a colocar son secciones tubulares cuadradas HSS 3"x3"x3/16" de acero A36. En este perfil se ha verificado la relación ancho-espesor y se encuentra como no esbelto ( $b/t = 14.2 < \text{Límite de esbeltez} = 39.6$ ) y también se ha verificado la relación de esbeltez ( $kL/r$ ) para elementos sometidos a cargas de tracción y compresión. A continuación, se presenta el resumen de la verificación del diseño de los arriostres diagonales en la tabla 5.7.

Tabla 5.7: Resumen del diseño a tracción y compresión

Diseño a Tracción	
$\phi P_n$ (tonf)	27.98
$P_u$ (tonf)	7.21
Diseño a Compresión	
$\phi P_n$ (tonf)	10.60
$P_u$ (tonf)	7.25

### 5.5.3.2. Diseño de marco metálico

Para el diseño de las vigas y columnas del marco metálico, se han considerado solo las sollicitaciones de flexión obtenidas del análisis elástico, como se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 5.8: Momentos flectores y fuerzas cortantes últimos en el marco metálico

Esfuerzos	Eje A	Eje C
$M_u^+$ (tonf.m)	0.43	0.43
$M_u^-$ (tonf.m)	0.43	0.42
$V_u^+$ (tonf)	0.25	0.25
$V_u^-$ (tonf)	0.24	0.23

Las vigas y columnas del marco metálico son secciones W8X18 de acero A36. En este perfil se ha verificado que las alas y el alma sean compactas. A continuación, se presenta el resumen de la verificación del diseño a flexión y cortante del marco metálico.

Tabla 5.9: Resumen del diseño a flexión y cortante

Diseño a Flexión	
$\phi M_n$ (tonf.m)	6.14
$M_u$ (tonf.m)	0.43
Diseño a Cortante	
$\phi V_n$ (tonf)	16.63
$V_u$ (tonf)	0.25

### 5.5.3.3. Diseño de las soldaduras

Para este reforzamiento, se está considerando utilizar soldadura del tipo filete con electrodos AWS de la serie E70xx (70ksi), comúnmente usado en uniones de elementos metálicos. Será utilizado en las conexiones entre: (a) conexión entre marco metálico y cartelas; (b) conexión entre los arriostres metálicos y las cartelas; y (c) conexión entre arriostre metálico y platina metálica. En la siguiente figura, se muestran los detalles de soldaduras para los elementos metálicos.

#### **Conexión entre marco metálico y cartelas**

La longitud de la soldadura según el detalle A (Figura 5.6) es de 35 cm en la conexión vertical y horizontal entre la cartela y las vigas metálicas. A continuación, se muestra la resistencia de la soldadura en comparación con las solicitaciones de los elementos.

$$\phi R_n = 32.9 \text{ tonf} > R_u = 9.5 \text{ tonf}$$

Como se observa, la capacidad de resistencia de la soldadura es mayor a la componente horizontal y vertical de la fuerza de tracción del arriostre metálico.

#### **Conexión entre los arriostres metálicos y las cartelas**

La longitud de la soldadura según el detalle A (Figura 5.6) es de 25 cm a cada lado del arriostre metálico. A continuación, se muestra la resistencia de la soldadura en comparación con la solicitación a tracción del arriostre:

$$\phi R_n = 47.0 \text{ tonf} > R_u = 7.25 \text{ tonf}$$

Como se observa, la capacidad de resistencia de la soldadura en la cartela es mayor a la fuerza de tracción esperada en el arriostre metálico, cumpliendo con el diseño.

#### **Conexión entre arriostre metálico y platina metálica**

Como se ve en el detalle B (Figura 5.7), en la intersección de los arriostres metálicos se considera colocar dos platinas de sección 2 1/2"x10"x1/4" (Área = 4.03 cm<sup>2</sup>) para transmitir la tracción y compresión del arriostre, A continuación, se muestra el cálculo de la resistencia de la platina:

$$\phi R_n = 2(0.9)(F_y)(A_g) = 18.5 \text{ tonf} > R_u = 8 \text{ tonf}$$

Para la soldadura se ha considerado una longitud de 10 cm a los lados del arriostre metálico en contacto con la platina. A continuación, se muestra la resistencia de la soldadura en comparación con la sollicitación a tracción del arriostre:

$$\phi R_n = 37.6 \text{ tonf} > R_u = 7.25 \text{ tonf}$$

Como se observa, la capacidad de resistencia de la platina y la soldadura es mayor a la fuerza de tracción esperada en el arriostre metálico, cumpliendo con el diseño.

#### 5.5.3.4. Pernos de anclaje

##### **Diseño de pernos de anclaje**

Para el cálculo del número de conectores que resistan la demanda máxima entre el pórtico de concreto y el de acero, se han utilizado pernos de 1/2" de diámetro del tipo de anclaje adherido post instalado y, para ellos, se han considerado dos procesos de verificación, en primer lugar, la verificación del perno como conector de corte y en segundo lugar, la verificación del perno como anclaje embebido en concreto existente. Para el caso de la primera verificación, se ha tomado en cuenta las recomendaciones del capítulo J del ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016) y la norma de E.090 Diseño de Estructuras de Acero (SENCICO, 2004). Y para la segunda verificación se ha considerado el capítulo 17 del ACI 318-19 "Building Code Requirements for Structural Concrete" (ACI, 2019).

Para la primera verificación, se han considerado conectores de 1/2" de diámetro del tipo A325 de alta resistencia y una resistencia del concreto existente de 210 kgf/cm<sup>2</sup>, con estos valores se ha obtenido la resistencia al corte de cada perno y del grupo de pernos, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 5.10: Resumen del diseño de pernos como conectores por corte

Esfuerzos	Anclaje individual	Anclaje como grupo
$\phi R_n$ (tonf)	3.20	82.20
$R_u$ (tonf)	1.19	9.50

Para la segunda verificación, los anclajes se han revisado en varios casos de resistencia debido a los diferentes tipos de falla que existe en la interacción entre el perno de anclaje y el concreto, estos se muestran en la figura 5.8. En este caso se han tomado las demandas máximas alcanzadas por el análisis de desempeño, que actúan en la interacción del marco metálico arriostrado y el pórtico de concreto armado.

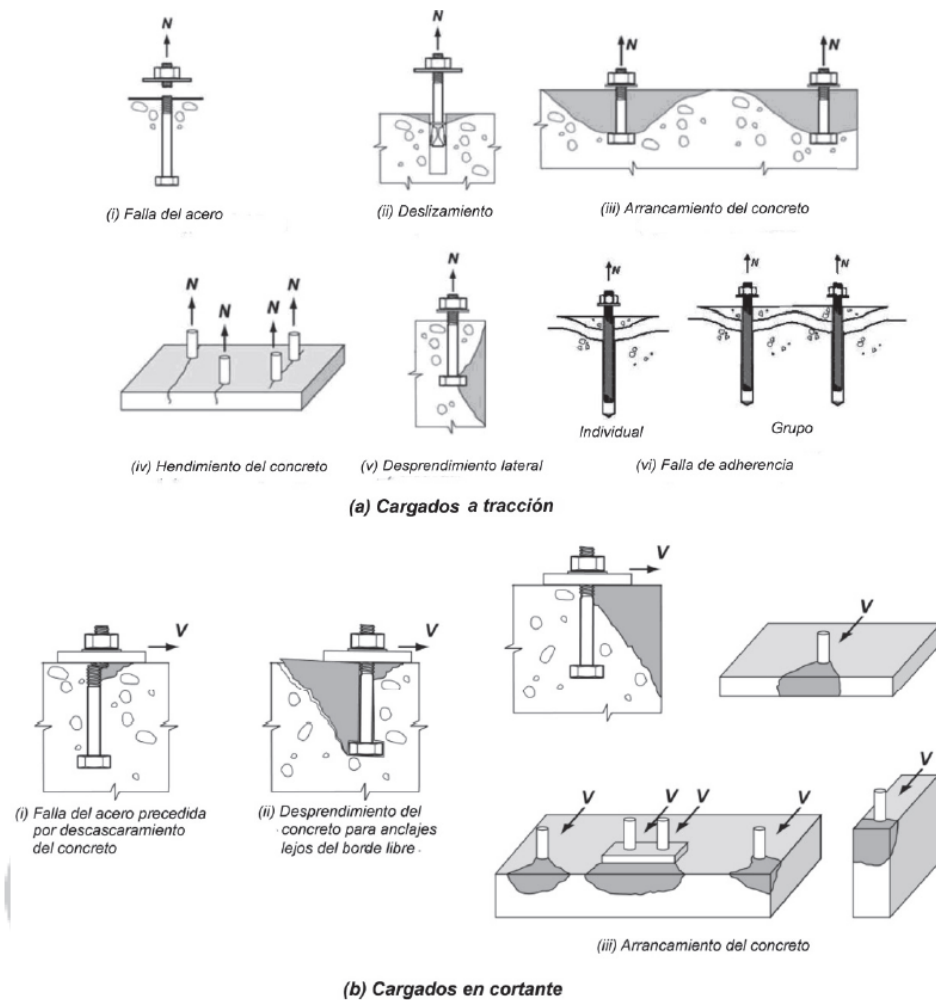


Figura 5.8: Tipos de falla en anclaje en concreto endurecido. Tomado del ACI 318-19 (ACI, 2019)

Las verificaciones de los diferentes tipos de falla correspondientes al sistema de refuerzo colocado, se presentan en la tabla 5.11.

Tabla 5.11: Resumen del diseño de pernos como conectores por anclaje

Verificaciones	Anclaje individual	Anclaje como grupo
Resistencia del acero en tracción ( $\phi N_{sa}$ )	2.43 tonf > 1.14 tonf	-
Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción ( $\phi N_{cbg}$ )	-	10.87 tonf > 9.5 tonf
Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción ( $\phi N_{ag}$ )	-	10.6 tonf > 9.5 tonf
Resistencia del acero en cortante ( $\phi V_{sa}$ )	2.24 tonf > 1.19 tonf	-
Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante ( $\phi V_{cbg}$ )	-	29.5 tonf > 9.5 tonf

Se debe indicar, que la función principal de los pernos es la transmisión de fuerzas cortantes y adicional a eso, deben resistir tracciones mínimas. Sin embargo, durante un evento sísmico es posible que se aflojen y será necesario un ajuste luego del evento.

#### Separación de los pernos de anclaje

Según el ACI 318-19 (ACI, 2019), la distancia entre centros de los pernos de anclaje debe ser como mínimo de  $6d_a$  ( $7.62\text{cm}$  para pernos de  $1/2''$ ) o  $0.6h_{ef}$  ( $9.0\text{cm}$  para  $h_{ef} = 15\text{cm}$ ). Para el refuerzo planteado, la distancia entre los pernos en línea es de  $15\text{cm}$ , como se observa en la figura 5.6, por lo que cumplen este criterio. Adicionalmente, la distancia al borde de los pernos de anclaje debe ser como mínimo de  $6d_a$ , en este caso sería  $7.62\text{cm}$  el mínimo, pero según el detalle A (Figura 5.6 la distancia al borde es de  $10\text{cm}$ , por lo que se cumple, también, este criterio.

## 6. Desempeño estructural del colegio reforzado con arriostres metálicos

Se muestran de forma similar, que en la estructura en su situación sin reforzar, la plasticidad tipo fibra en las vigas, columnas y marco metálico. Adicionalmente, se muestra en la tabla 6.1 los límites de compresión y tracción calculados en el diseño para las diagonales, también la resistencia final y el desplazamiento que se pueden obtener para las diagonales según la tabla 9-8 del ASCE 41-17.

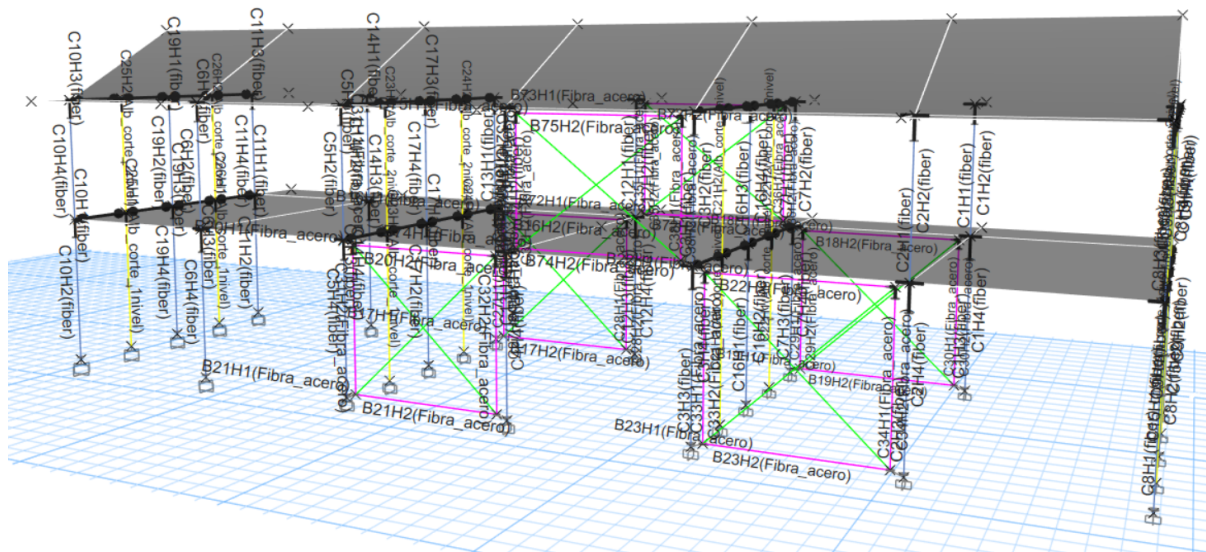


Figura 6.1: Modelo reforzado con rótulas en vigas y columnas

Tabla 6.1: Deformaciones a tracción y compresión plástica máxima, ratio de fuerza residual acorde al ASCE 41-17 y fuerzas máximas

k	1		
L (m)	3.8	$\Delta_C$	$\Delta_T$
E (GPa)	200.0	a	9
r (mm)	28.96	b	11
(Kl/r)	131.23		
Fe (kgf/cm <sup>2</sup> )	1168.75	$\Delta_C$ (mm)	9.4
Fcr (kgf/cm <sup>2</sup> )	1023.13	$\Delta_T$ (mm)	11
Ag (mm <sup>2</sup> )	1219.4		
Compresión		Ratio de fuerza residual (c)	
Pn (tonf)	12.48	Compresión	0.5
$\phi P_n$ (tonf)	10.60	Tracción	0.6
Tracción			
Pn (tonf)	31.08		
$\phi P_n$ (tonf)	27.98		

Las variables "a", "b" y "c" son las obtenidas del ASCE 41-17 para la formulación de las rótulas axiales en los arriostres diagonales, tal como se muestra en la siguiente figura.

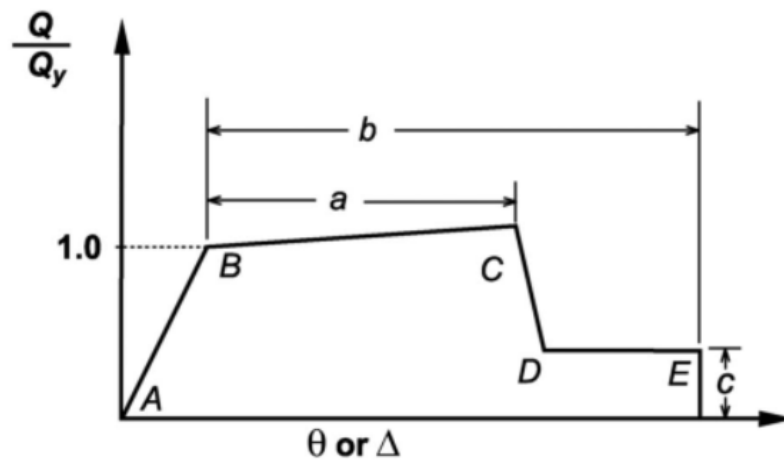


Figura 6.2: Relación generalizada fuerza-deformación para elementos de acero del (ASCE-41-17, 2017)

### 6.1. Curva de capacidad

Del análisis no lineal de la estructura reforzada se obtiene su curva de capacidad, la cual se muestra en la figura 6.3 y se compara con la curva de capacidad de la estructura en su situación inicial, sin reforzar, para la dirección X.

Curva de capacidad en dirección reforzada

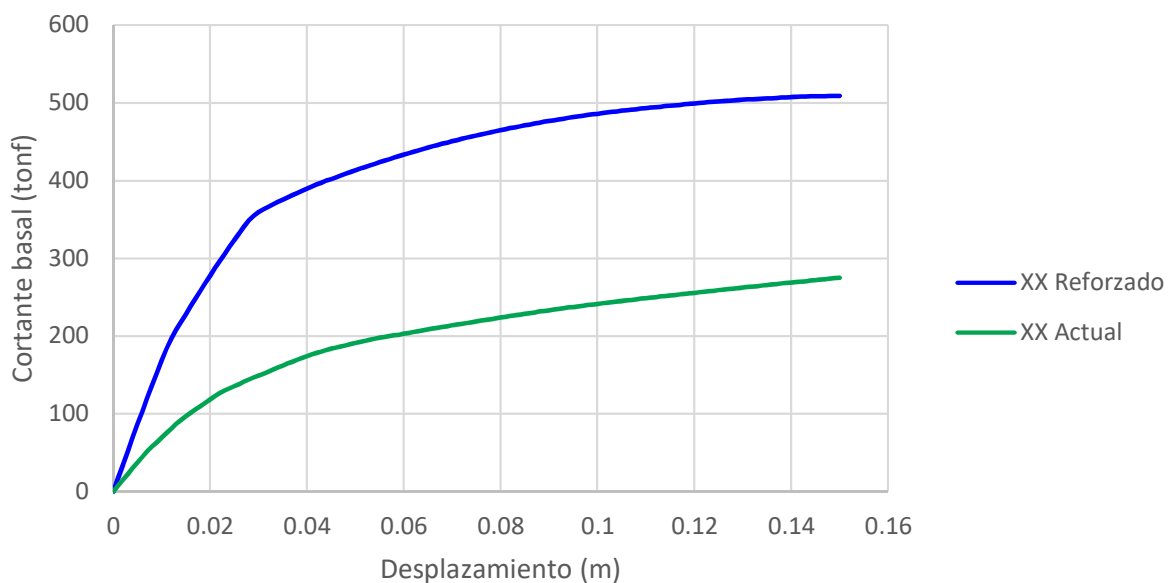


Figura 6.3: Curva de capacidad del edificio en su situación actual y reforzada en la dirección X

Se muestra que el pabellón, posterior al reforzamiento tiene mayor resistencia y mayor rigidez, ya que, en su situación reforzada alcanza una cortante basal máxima de 509tonf y en su situación sin reforzar alcanzaba un valor de 275tonf. Además, se observa que la rigidez inicial cambia de 7410tonf/m a 17300tonf/m.

## 6.2. Cálculo del desempeño acorde a SEAOC VISION 2000

El punto de desempeño se calcula acorde al método de coeficientes del ASCE 41-17 para el sismo de diseño de edificaciones esenciales. En la tabla 6.2 se muestran las variables utilizadas para el cálculo del desplazamiento objetivo.

Tabla 6.2: Punto de desempeño del edificio reforzado acorde al método de coeficientes del ASCE 41-17

C0	1.20	a	90.00
C1	1.23	te	0.25
ke	16852.00	sa(g)	1.77
ki	17300.00	Vy	283.00
ti	0.24	W	360.00
C2	1.03	cm	1.00
$\delta$ (cm)	<b>4.09</b>	ustrg	2.25

El desempeño del edificio reforzado se determina según donde se ubica el punto de desempeño en la sectorización de la curva de capacidad, como se muestra en la figura siguiente.

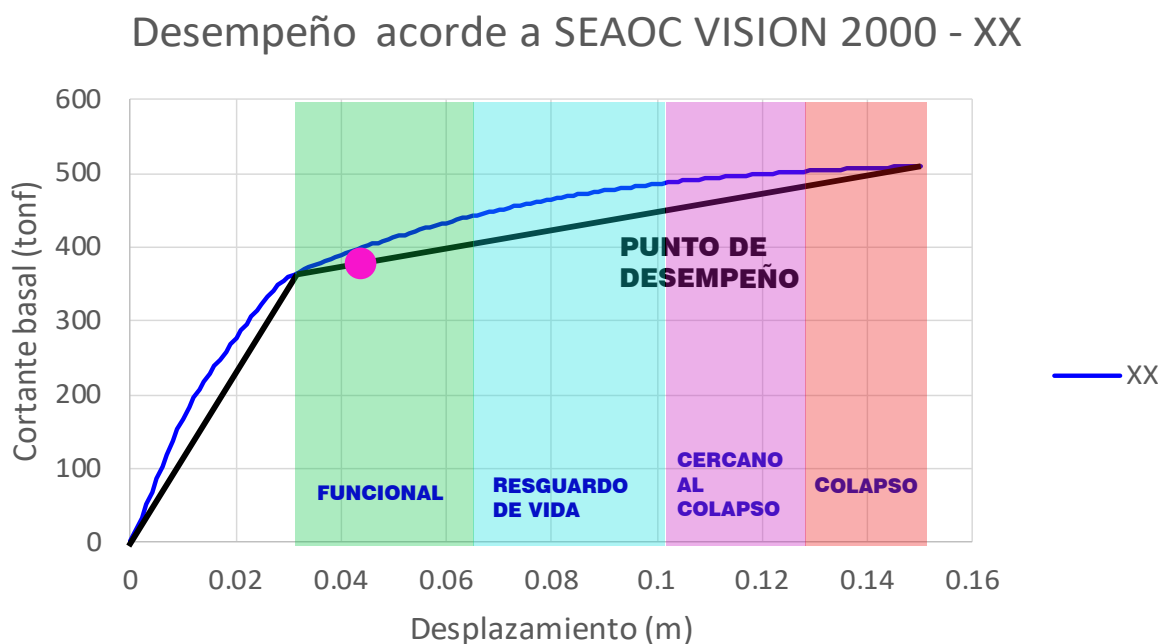


Figura 6.4: Desempeño estructural del edificio reforzado



En la figura 6.4, se observa que la estructura obtiene un desempeño funcional posterior al reforzamiento en la dirección **X**, lo cual es lo esperado para el desempeño objetivo de una edificación esencial. Por lo que, se espera que durante un evento sísmico el daño sea mínimo en los elementos estructurales y no estructurales y que los servicios de la edificación se mantengan operativos.

### 6.3. Revisión de la cimentación posterior al reforzamiento

Para el análisis de la cimentación se utilizó el valor de  $2.00\text{kg}/\text{cm}^2$  como capacidad portante del terreno y con las fuerzas en el punto de desempeño se han calculado los esfuerzos, las fuerzas cortantes y los momentos flectores en la cimentación. En la siguiente figura, se muestra el modelo considerado para la cimentación en el *software* SAFE.

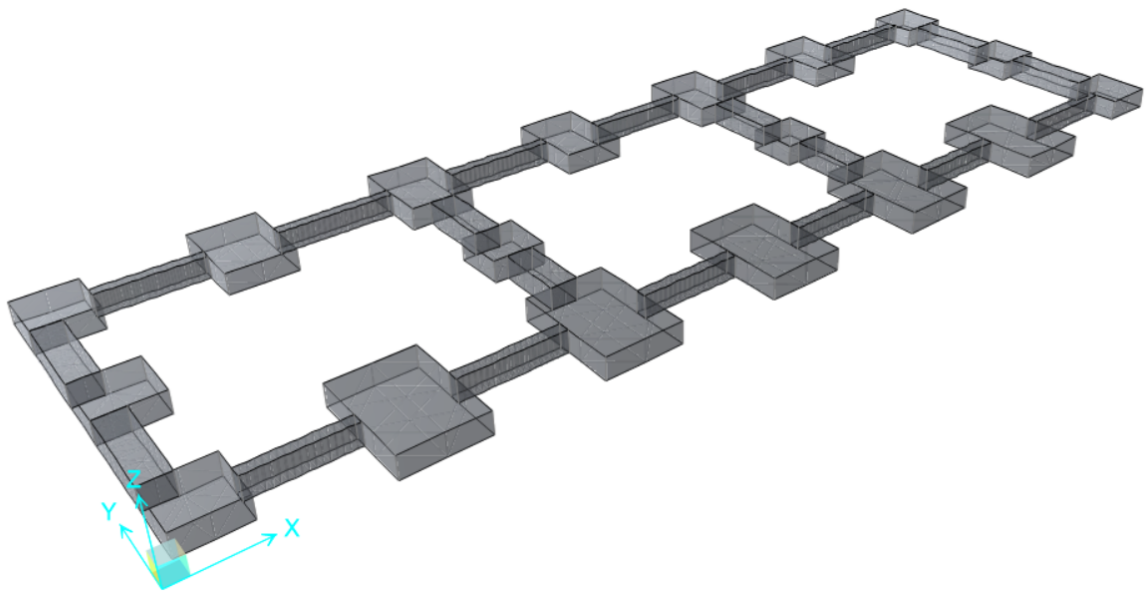


Figura 6.5: Modelo de la cimentación en SAFE

#### 6.3.1. Revisión de la cimentación para cargas de servicio

En este caso, se verificará que los esfuerzos actuantes de cargas de gravedad y de sismo sean menores a la capacidad admisible del suelo.

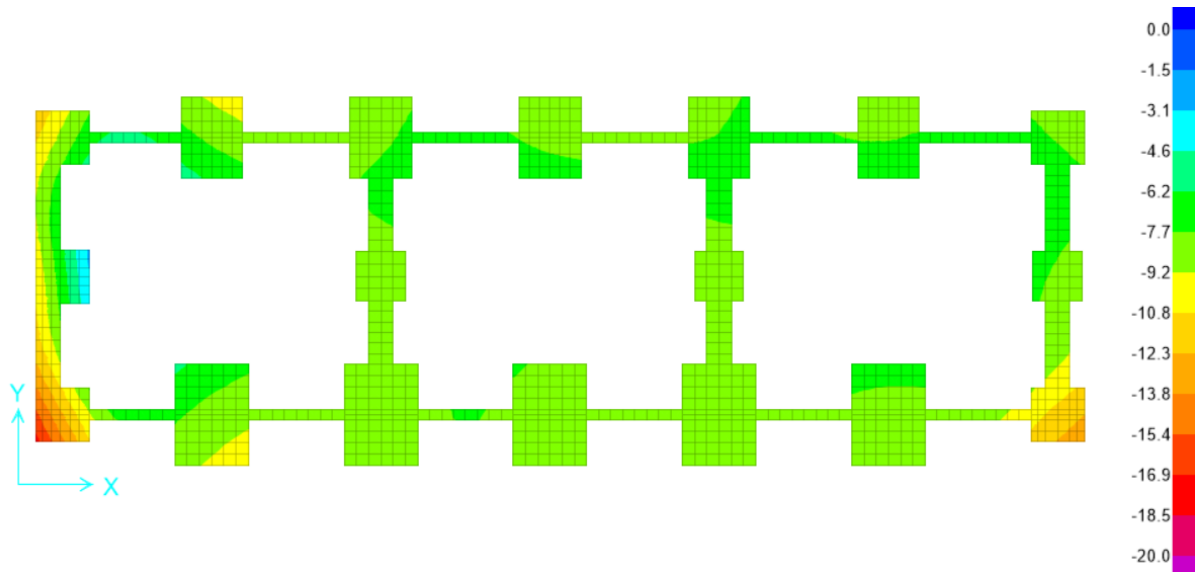


Figura 6.6: Revisión de presiones para cargas de gravedad

De la figura 6.6, se observa que por cargas de gravedad se obtiene una presión máxima de  $16\text{tonf}/\text{m}^2$  en una de las esquinas de la cimentación cercana a los pasadizos, inferior a las  $20\text{tonf}/\text{m}^2$  de presión admisible. Por lo que, se considera que la cimentación actual cumple con el diseño.

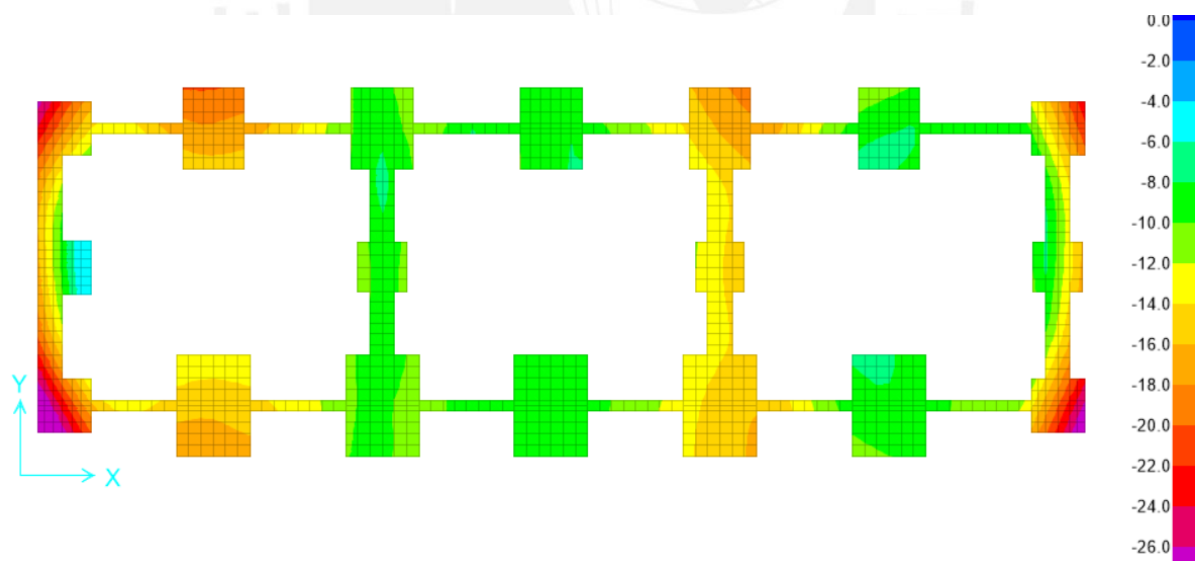


Figura 6.7: Revisión de presiones por cargas de gravedad y de sismo

Para las presiones debido al sismo (Figura 6.7), se obtiene una presión máxima de  $30\text{tonf}/\text{m}^2$  en una de las zapatas extremas, que es mayor al esfuerzo admisible de  $26\text{tonf}/\text{m}^2$  para cargas sísmicas, lo cual significaría la necesidad de un reforzamiento, sin embargo el área afectada no representa más que el 2% del área total de la cimentación, por lo que no se plantea reforzar.

### 6.3.2. Revisión del diseño de la cimentación

Para verificar la cimentación, se utilizaron las fuerzas obtenidas del análisis por desempeño.

#### 6.3.2.1. Revisión del diseño por corte

Para la revisión del diseño por corte, se verificó que la resistencia a la fuerza cortante de las zapatas sea superior a la fuerza cortante última.

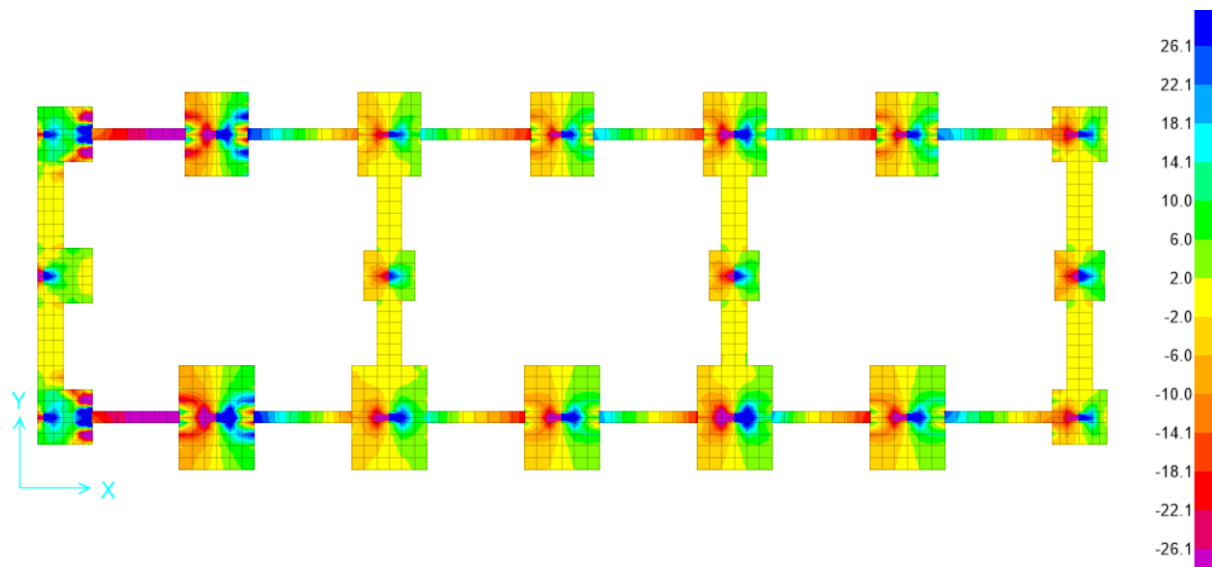


Figura 6.8: Revisión por corte de la cimentación en la dirección de reforzamiento

De la figura anterior, se observa que a "d" de la cara de las zapatas se encuentra una fuerza cortante última ( $V_u$ ) de 22.1tonf, que es menor a la cortante admisible ( $\phi V_n$ ) de 26.1tonf, por lo que el las zapatas cumplen con el diseño por corte.

#### 6.3.2.2. Revisión del diseño por flexión

Para la revisión del diseño por flexión, se verificó que la resistencia instalada con la malla de 1  $\varnothing 5/8@0.15$  ( $A_s = 13.33cm^2$ ), sea mayor al momento flector último en las zapatas.

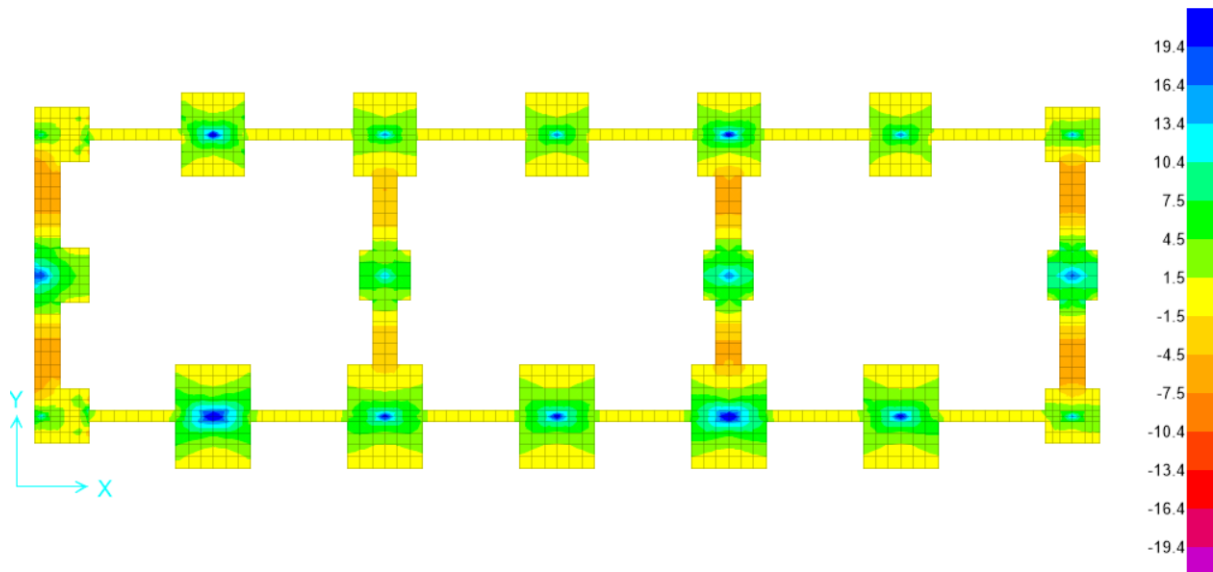


Figura 6.9: Revisión por flexión de de la cimentación en la dirección de reforzamiento

Se revisa que para el área de  $13.33\text{cm}^2$  de acero en la zona inferior de las zapatas se tiene una resistencia a momento flector de  $19.4\text{tonf.m}$ . Y del análisis, se observa que la demanda máxima a flexión es de  $10\text{tonf.m}$ , la cual es inferior al valor admisible de resistencia.

De todo lo anterior se concluye que la cimentación actual es suficiente para soportar las demandas por presiones, cortante y momento flector posterior al reforzamiento.

## 7. Conclusiones

De la estructura en su estado actual:

- Del análisis lineal elástico, se identificó que la dirección **Y** es más rígida que la dirección **X** en su situación actual, además de ser menos dúctil, debido a que en esta dirección se utiliza un sistema estructural de albañilería confinada mientras que en la dirección **X**, un sistema de pórticos de concreto armado.
- Del análisis no lineal, se estableció que el edificio en su situación actual se encuentra en una condición de vulnerabilidad en la dirección **X**, puesto que el desempeño para el sismo de diseño se encuentra en el límite entre cercano al colapso y resguardo de la vida. En cambio, para la dirección **Y**, el edificio en su situación actual se encuentra en un desempeño de resguardo de vida, el cual no es el óptimo, pero al estar cerca al límite de funcional, se puede calificar como aceptable.
- El edificio en su situación actual presenta resultados concordantes entre el análisis lineal y no lineal, debido a que al cumplir con la norma sismorresistente E.030 se obtiene un desempeño adecuado, mientras que en el caso contrario, se muestra la condición de vulnerabilidad, esto con referencia a los resultados de derivas en el análisis lineal elástico.

De la estructura en su estado después del refuerzo:

- La inclusión de marcos y diagonales metálicas para el refuerzo de un pabellón educativo es eficiente, ya que las fuerzas obtenidas en los elementos que la componen son diseñables y su construcción es poco invasiva con la estructura existente.
- Del análisis lineal elástico posterior al reforzamiento, se logró reducir la deriva en la dirección **X** de 8.32 ‰ a 3.55 ‰ logrando una eficiencia del 57% y cumplir con estar por debajo del límite de deriva máxima de 7‰.
- Del análisis no lineal posterior al reforzamiento, se observa que se logró alcanzar un desempeño funcional según lo indicado en el SEAOC VISION 2000 para una edificación esencial.
- Del análisis de la cimentación, se concluye que no es necesario reforzar las zapatas, debido a la colocación de los marcos y diagonales, ya que con el actual cimiento se resisten las presiones, la fuerza cortante y el momento flector.

## Bibliografía

- ACI. (2019). *ACI 318-19. Building code requirements for structural concrete*. American Concrete Institute Farmington Hills, MI, USA.
- AISC. (2016). *Specification for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, USA.
- Applied Technology Council. (2018). Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology. *Fema P-58-1, I*(December 2018), 340.
- ASCE-41-17. (2017). Asce standard, asce/sei, 41–17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings..
- Cheng, Y., Dong, Y.-R., Bai, G.-L., y Wang, Y.-Y. (2021). Ida-based seismic fragility of high-rise frame-core tube structure subjected to multi-dimensional long-period ground motions. *Journal of Building Engineering*, 43, 102917.
- Chopra, A. K. (2014). Dinámica de estructuras, 4ta edición. En (pp. 467–513). Pearson Higher Ed.
- CSI. (2018). Technical note material stress-strain curves.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., y Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP seismic design technical brief*, 4, 1–36.
- Gonzales, G. J., y Huaco, G. (2020). Análisis dinámico incremental de un hospital de 60 años de antigüedad con muros de albañilería artesanal. *LACCfEI International Multi-conference for Engineering Education and Technology*.
- Holzer, S., Melosh, R., Barker, R., y Somers, A. (1975). *Singer: A computer code for general analysis of two-dimensional reinforced concrete structures. volume 1. solution process* (Inf. Téc.). VIRGINIA POLYTECHNIC.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., y Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804–1826.
- Midorikawa, M., Okawa, I., Iiba, M., y Teshigawara, M. (2003). Performance-based seismic design code for buildings in japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 4(1), 15–25.
- Muñoz, J. (2009). La ingeniería sismorresistente, apuntes del curso ingeniería antisísmica 1. *Pontificia universidad católica del Perú*.
- Pekelnicky, R., Engineers, S., Chris Poland, S., y Engineers, N. (2012). Asce 41-13: Seismic evaluation and retrofit rehabilitation of existing buildings. *Proceedings of the SEAOC*.
- SEAOC, V. (1995). Vision 2000 committee. *Performance based Seismic Engineering of Buildings*, 4.
- SENCICO. (2004). *Norma Técnica E.090 Estructuras Metálicas*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. San Borja, Lima, Perú.
- SENCICO. (2006). *Norma Técnica E.070 Albañilería*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. San Borja, Lima, Perú.

- SENCICO. (2009). *Norma Técnica E.060 Concreto Armado*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. San Borja, Lima, Perú.
- SENCICO. (2018). *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. San Borja, Lima, Perú.
- Tavera, H., y Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú.
- Torrealva, D. (2016). Material de clase: Reparación y conservación del patrimonio. *Pontificia Universidad Católica del Perú*.





**A. Anexo A: DISEÑO DE LAS  
COMPONENTES METÁLICAS**





### A.1.1. Verificación de la relación ancho/espesor

Según ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), los elementos sujetos a compresión axial se clasifican como esbeltas y no esbeltas, para ello, la razón ancho-espesor de la sección no debe exceder los valores  $Y_r$  para clasificar como no esbelta, en el caso que supere será considerada una sección esbelta. A continuación, se muestra el procedimiento de verificación.

$$b/t < 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (1.1)$$

Reemplazando los valores de la sección escogida en la ecuación 1.1, se obtiene:

$$b/t = 2.471/0.174 = 14.2$$

$$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 39.60$$

$$14.2 < 39.60$$

Se observa que la sección clasifica como no esbelta.

### A.1.2. Verificación de la relación de esbeltez límite

Para elementos en los cuales el diseño se basa en esfuerzos a tracción y compresión, la relación de esbeltez ( $KL/r$ ) debe cumplir la siguiente expresión.

$$kL/r < 200$$

Para  $K = 1$ ,  $L_x = 1.9m$  y  $L_y = 3.8m$ :

$$\frac{kL_x}{r} = \frac{1 * 1900}{28.96} = 65.61 < 200$$

$$\frac{kL_y}{r} = \frac{1 * 3800}{28.96} = 131.23 < 200$$

Se observa que los arriostres cumplen con la relación de esbeltez límite.

### A.1.3. Diseño a tracción

La resistencia a tracción de los arriostres se calcula de acuerdo a la ecuación 1.2.

$$\phi Pn = \phi F_y A_g \quad (1.2)$$

Para  $\phi = 0.90$  y  $F_y = 2549.3 \text{ kg/cm}^2$  se halla el valor de  $\phi Pn$ :

$$\phi Pn = 0.9 * 2549.3 * 12.19 = 27976.4 \text{ kgf} = 27.98 \text{ tonf}$$

Se verifica que la resistencia a tracción del perfil es mayor a la solicitud por tracción del análisis elástico.

$$\phi Pn = 27.98 \text{ tonf} > Pu = 7.21 \text{ tonf}$$

#### A.1.4. Diseño a compresión

La resistencia a compresión de los arriostres se calcula de acuerdo a la ecuación 1.3.

$$\phi Pn = \phi F_{cr} A_g \quad (1.3)$$

El esfuerzo crítico ( $F_{cr}$ ), se calcula en función al valor de  $\lambda_c$ , a continuación, se presenta el cálculo de  $\lambda_c$  y la condición para el cálculo del ( $F_{cr}$ ).

$$\lambda_c = \frac{kL_y}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1 * 3800}{28.96\pi} \sqrt{\frac{250}{200000}} = 1.48$$

Para  $\lambda_c = 1.48 \leq 1.5$ , se calcula ( $F_{cr}$ ) con la siguiente ecuación:

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{1.48^2}) * 2549.3 = 1023.13 \text{ kgf/cm}^2$$

Para  $\phi = 0.85$  y  $F_{cr} = 1023.13 \text{ kg/cm}^2$  se halla el valor de  $\phi Pn$ :

$$\phi Pn = 0.85 * 1023.13 * 12.19 = 10604.23 \text{ kgf} = 10.60 \text{ tonf}$$





### A.2.1. Verificación de la relación ancho/espesor

Según ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), los elementos sujetos a esfuerzos de flexión se pueden clasificar como compactas, si la razón ancho-espesor del ala y el alma no exceden de los valores expresados en las fórmulas 1.4 y 1.5, en el caso que supere será considerada una sección no compacta. A continuación, se muestra el procedimiento de verificación.

Se calculan los límites para la relación ancho-espesor de las alas.

$$b/t < \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (1.4)$$

Se reemplazan los valores, siendo  $b = bf/2 = 609.7mm$  y  $t = tf = 41.67mm$ :

$$609.7/41.67 < 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$
$$7.95 < 10.75$$

Se observa que las alas de la sección W8X18 clasifican como compactas.

Se calculan los límites para la relación ancho-espesor del alma.

$$h/tw < \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (1.5)$$

Se reemplaza el valor de  $h/tw = 29.9$  tomado de la tabla (insertar referencia):

$$29.9 < 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$
$$29.9 < 106.35$$

Se observa que el alma de la sección W8x18 clasifica como compacta.

### A.2.2. Cálculo de límites $L_p$ y $L_r$

Las longitudes  $L_p$  y  $L_r$  se hallan de las siguientes ecuaciones:

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (1.6)$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad (1.7)$$

Se reemplaza el valor de  $r_y = 31.24mm$  en la fórmula 1.6 para calcular  $L_p$ .

$$L_p = 1.76 * 31.24 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$L_p = 1555.2mm = 1.56m$$

Para  $L_r$  se calcula previamente  $r_{ts}$  de la siguiente fórmula:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$$r_{ts}^2 = 132.4mm^2$$

$$r_{ts} = 36.38mm$$

Se reemplazan los valores de  $J_c = 71591.8mm$ ,  $S_x = 386.08mm$  y  $h_o = 198.37mm$  en la fórmula 1.7 para calcular  $L_r$ .

$$L_r = 1.95 * 36.38 \frac{200000}{0.7 * 250} \sqrt{\frac{71591.8}{386.08 * 198.37} + \sqrt{\left(\frac{71591.8}{386.08 * 198.37}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 * 250}{200000}\right)^2}}$$

$$L_r = 5220.5mm = 5.2m$$

Por último, se verifica en que posición se encuentra la longitud no arriostrada  $L_b$  de las vigas metálicas con respecto a los valores de  $L_p$  y  $L_r$ , esta distancia es de 4.0m.

$$L_p = 1.56m < L_b = 4.0m < L_r = 5.2m$$

### A.2.3. Cálculo del momento resistente

El momento plástico ( $M_p$ ) de la viga se calcula con la siguiente fórmula:

$$M_p = F_z Z_x$$

Se reemplazan los valores de  $F_z = 2549.3kgf/cm^2$  y  $Z_x = 278.58cm^3$

$$M_p = 2549.3 * 278.58 = 710184kg.cm = 7.1tonf.m$$

El cálculo del momento resistente  $M_n$  se realiza con la fórmula 1.8 , cuando se cumple la condición de que  $L_b$  se encuentra entre los valores de  $L_p$  y  $L_r$ .

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \quad (1.8)$$

Se ha considerado el valor de  $C_b = 1$  para este caso de manera conservadora.

$$M_n = 1 * [7.1 - (7.1 - 0.7 * \frac{2549.3 * 249.08}{1000 * 100}) (\frac{4.0 - 1.56}{5.22 - 4.0})]$$

$$M_n = 6.82 \text{tonf.m}$$

Se verifica que la resistencia a momento flector del perfil es mayor a la solicitud por flexión del análisis elástico.

$$\phi M_n = 0.9 * 6.82 = 6.14 \text{tonf.m} > M_u = 0.38 \text{tonf.m}$$

#### A.2.4. Cálculo de la resistencia a corte

La resistencia al corte de la viga se calcula de la siguiente forma:

$$\phi V_n = 0.9(0.6F_y A_w C_v)$$

Para que el valor de  $C_v$  sea 1 se tiene que cumplir con la siguiente condición:

$$h/t_w < 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

Se reemplaza el valor de  $K_v = 5$  y se obtiene:

$$29.9 < 1.10 \sqrt{\frac{5 * 200000}{250}}$$

$$29.9 < 69.60$$

Por lo tanto, se obtiene la resistencia a corte de la sección de la siguiente manera:

$$\phi V_n = 0.9 * 0.6 * 2549.3 * 12.08 * 1$$

$$\phi V_n = 16.63 \text{tonf}$$



Se verifica que la resistencia a fuerza cortante del perfil es mayor a la solicitud por corte del análisis elástico.

$$\phi V_n = 0.9 * 18.47 = 16.63 \text{tonf} > V_u = 0.25 \text{tonf}$$

### A.3. Diseño de las soldaduras y conexiones

El diseño de las soldaduras se realizó para soportar las cargas axiales entre los elementos que conforman el reforzamiento. Las soldaduras serán utilizadas en las conexiones entre: (a) conexión entre marco metálico y cartelas; (b) conexión entre los arriostres metálicos y las cartelas; y (c) conexión entre arriostre metálico y platina metálica.

La resistencia de diseño para la soldadura será el menor valor obtenido entre el estado límite de fluencia del material base y la resistencia de la soldadura.

#### A.3.1. Resistencia a la fluencia del acero A36

Para un espesor de material base de 3/16" se tiene un área bruta ( $A_g$ ) = 0.45cm<sup>2</sup>, con ello se calcula la resistencia a la fluencia ( $R_n$ ) del acero A36.

$$R_n = F_y A_g$$

$$R_n = 2549.3 * 0.45 = 1142.66 \text{kgf}$$

Se calculará la resistencia reducida a la fluencia del acero  $\phi R_n$  para 1cm de material.

$$\phi R_n = 0.9 * 1142.66 * (1 \text{cm}) = 1028.4 \text{kgf} = 1.03 \text{tonf}$$

#### A.3.2. Resistencia de la soldadura de filete

A continuación, se calculará la resistencia de la soldadura de filete considerando utilizar electrodos AWS de la serie E70xx (70ksi).

$$R_n = F_w A_w$$

Donde,  $F_w$  se calcula de la siguiente manera:

$$F_w = 0.60 F_{EXX}$$

En este caso, se reemplaza  $F_{EXX} = 70 \text{ksi} = 482 \text{Mpa} = 4915 \text{kgf/cm}^2$  en la ecuación anterior.

$$F_w = 0.60 * 4915 = 2948.97 \text{kg/cm}^2$$

Además,  $A_w$  se calcula de la siguiente manera.

$$A_w = 0.707W_sL$$

Para 1cm de soldadura, se utilizará como  $W_s = 3\text{mm}$  siendo el tamaño mínimo de filete para un espesor de plancha base de 3/16".

$$A_w = 0.707 * 0.3 * 1.0 = 0.21 \text{cm}^2$$

Por lo tanto, la resistencia reducida de 1cm de soldadura se calcula como:

$$\phi R_n = \phi F_w A_w$$

$$\phi R_n = 0.75 * 2948.97 * 0.21 = 469.1 \text{kgf} = 0.47 \text{tonf}$$

Como se observa, se tiene que la resistencia de la soldadura es menor a la resistencia del material base, por lo que, se utilizará el valor de  $\phi R_n = 0.47 \text{tonf}$  para el cálculo de todas las conexiones.

### A.3.3. Resistencia de la soldadura en las conexiones

#### A.3.3.1. Conexión entre marco metálico y cartelas

La longitud de la soldadura entre el marco metálico y la cartela es de 35cm en dos tramos, se calcula de la siguiente manera:

$$\phi R_n = 0.47 * 35 * 2 = 32.9 \text{tonf}$$

Se obtiene, que la resistencia de la soldadura ( $\phi R_n$ ) es mayor a la solicitud por tracción ( $R_u$ ).

$$\phi R_n = 32.9 \text{tonf} > R_u = 9.5 \text{tonf}$$

#### A.3.3.2. Conexión entre arriostres metálicos y cartelas

La longitud de la soldadura entre los arriostres metálicos y las cartelas es de 25cm en cuatro tramos, se calcula de la siguiente manera:

$$\phi R_n = 0.47 * 25 * 4 = 47.0 \text{tonf}$$

Se obtiene, que la resistencia de la soldadura ( $\phi R_n$ ) es mayor a la solicitud por tracción ( $R_u$ ).

$$\phi R_n = 47.0 \text{tonf} > R_u = 7.25 \text{tonf}$$

#### A.3.3.3. Conexión entre arriostres metálicos y platina metálica

En la intersección de los arriostres metálicos se colocará dos platinas de sección  $2\ 1/2" \times 10" \times 1/4"$  (Área =  $4.03 \text{cm}^2$ ) para transmitir la tracción y compresión del arriostre, A continuación, se muestra el cálculo de la resistencia de la platina:

$$\phi R_n = 2(0.9)F_y A_g$$

$$\phi R_n = 2 * 0.9 * 2549.3 * 4.03 = 18492.62 \text{kgf} = 18.5 \text{tonf}$$

La longitud de la soldadura entre los arriostres metálicos y las cartelas es de  $20 \text{cm}$  en cuatro tramos, se calcula de la siguiente manera:

$$\phi R_n = 0.47 * 20 * 4 = 37.6 \text{tonf}$$

Se obtiene, que la resistencia de la soldadura ( $\phi R_n$ ) es mayor a la solicitud por tracción ( $R_u$ ).

$$\phi R_n = 37.6 \text{tonf} > R_u = 7.25 \text{tonf}$$

### A.4. Diseño de pernos de anclaje

#### A.4.1. Diseño de pernos como conector por corte

Se han considerado pernos de  $1/2"$  de diámetro de acero A325 adheridos post instalados para el cálculo de la resistencia a corte de los pernos de manera individual y grupal.

La resistencia a corte individual se calcula de la siguiente manera:

$$\phi R_n = 0.75 R_{nv} A_b$$

Para esto, se consideran pernos A325 con la rosca dentro del plano de corte, y tienen una resistencia nominal ( $R_{nv}$ ) =  $330 \text{MPa} = 3365.06 \text{kg/cm}^2$  según la norma E.090.

$$\phi R_n = 0.75 * 3365.06 * 1.29 = 3197.1 \text{ kgf} = 3.20 \text{ tonf}$$

Se verifica que la resistencia a tracción de un perno ( $\phi R_n$ ) es mayor a la solicitud por corte ( $R_u$ ) para un perno.

$$\phi R_n = 3.20 \text{ tonf} > R_u = 1.19 \text{ tonf}$$

Para, calcular la resistencia a corte grupal se debe cumplir la siguiente condición:

$$0.6F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$$

Entonces:

$$\phi R_n = \phi [0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}]$$

Para esto, se considera el área neta sometida a corte como:

$$A_{nv} = A_{gv} - n_{\text{pernos}} \phi_{1/2t}$$

Se reemplazan los valores y se obtiene:

$$A_{nv} = 55 * 0.79 - 4 * 1.27 * 0.79 = 40.62 \text{ cm}^2$$

Y el área neta sometida a tracción como:

$$A_{nt} = A_{gt} - \frac{\phi_{1/2t}}{2}$$

Se reemplazan los valores y se obtiene:

$$A_{nt} = (5 - \frac{1.27}{2}) * 0.79 = 3.53 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se verifica la condición:

$$0.6F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$$

$$0.6 * 4078.86 * 40.62 > 4078.86 * 3.53$$

$$99.39tonf > 14.38tonf$$

Y se calcula la resistencia a corte del grupo de pernos:

$$\phi R_n = 0.75[0.6 * 4078.86 * 40.62 + 2549.3 * (5 * 0.79)]$$

$$\phi R_n = 82.20tonf$$

Se verifica que la resistencia a tracción del grupo de pernos ( $\phi R_n$ ) es mayor a la solicitud por corte ( $R_u$ ).

$$\phi R_n = 82.20tonf > R_u = 9.50tonf$$

#### A.4.2. Diseño de pernos como conector de anclaje

Para la segunda verificación se ha considerado los tipos de falla que indica el capítulo 17 del ACI 318-19, a continuación se presentan los casos considerados para este refuerzo:

##### A.4.2.1. Resistencia del acero en tracción

La resistencia de cada conector se calculó con la siguiente fórmula:

$$\phi N_{sa} = 0.65 A_{se,N} f_{uta}$$

El área efectiva  $A_{se,N}$  se calcula de la siguiente manera:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left( d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left( 12.7 - \frac{0.9743}{0.512} \right)^2$$

$$A_{se,N} = 91.56mm^2 = 0.92cm^2$$

Entonces, se reemplazó este valor en la formula anterior:

$$\phi N_{sa} = 0.65 * 0.92 * 4078.86 = 2427.43kgf = 2.43tonf$$

Se verifica que la resistencia a tracción ( $\phi N_{sa}$ ) es mayor a la solicitud por tracción ( $N_u$ ) para un perno.

$$\phi N_{sa} = 2.43 \text{tonf} > N_u = 1.19 \text{tonf}$$

#### A.4.2.2. Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción

La resistencia del grupo de conectores se calculó con la siguiente fórmula:

$$\phi N_{cbg} = 0.55 \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

Para ello, se calcula previamente la resistencia básica al arrancamiento del concreto  $N_b$ :

$$N_b = K_c \lambda_a \sqrt{f'_c} (h_{ef})^{1.5}$$

$$N_b = 7 * 0.8 * \sqrt{210} * 15^{1.5} = 4714.49 \text{kgf}$$

Luego, se reemplazan los valores de las constantes  $\Psi_{ec,N}$ ,  $\Psi_{ed,N}$ ,  $\Psi_{c,N}$  y  $\Psi_{cp,N}$  según los artículos 17.6.2.3, 17.6.2.4, 17.6.2.5 y 17.6.2.6 respectivamente.

$$\phi N_{cbg} = 0.55 * \frac{1562.5}{225} * 0.75 * 0.77 * 1.4 * 0.75 * 4714.49 = 10871.56 \text{kgf} = 10.87 \text{tonf}$$

Se verifica que la resistencia al arrancamiento del concreto ( $\phi N_{cbg}$ ) es mayor a la solicitud por tracción ( $N_u$ ) para el grupo de pernos.

$$\phi N_{cbg} = 10.87 \text{tonf} > N_u = 9.5 \text{tonf}$$

#### A.4.2.3. Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción

La resistencia del grupo de conectores se calculó con la siguiente fórmula:

$$\phi N_{ag} = 0.55 \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \Psi_{ec,Na} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba}$$

Para ello, se calcula previamente la resistencia básica a la adherencia en tracción de un anclaje  $N_{ba}$ :

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef}$$

El valor de  $\tau_{cr}$  será considerado  $9.6MPa$ , como promedio.

$$N_{ba} = 0.8 * 96.87 * \pi * 1.27 * 15 = 4686.82kgf$$

Luego, se reemplazan los valores de las constantes  $\Psi_{ec,Na}$ ,  $\Psi_{ed,Na}$  y  $\Psi_{cp,Na}$  según los artículos 17.6.5.3, 17.6.5.4 y 17.6.5.5 respectivamente.

$$\phi N_{ag} = 0.55 \frac{6519.51}{814.94} * 0.85 * 0.81 * 0.75 * 4686.82 = 10596.04kgf = 10.60tonf$$

Se verifica que la resistencia a la adherencia en tracción del grupo de conectores ( $\phi N_{ag}$ ) es mayor a la solicitud por tracción ( $N_u$ ) para el grupo de pernos.

$$\phi N_{ag} = 10.6tonf > N_u = 9.5tonf$$

#### A.4.2.4. Resistencia del acero sometido a cortante

La resistencia a corte de un conector se calculó con la siguiente fórmula:

$$\phi V_{sa} = 0.60 A_{se,V} f_{uta}$$

El área efectiva  $A_{se,V}$  se calcula de la siguiente manera:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left( d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left( 12.7 - \frac{0.9743}{0.512} \right)^2$$

$$A_{se,N} = 91.56mm^2 = 0.92cm^2$$

Entonces, se reemplazó este valor en la formula anterior:

$$\phi V_{sa} = 0.60 * 0.92 * 4078.86 = 2240.71kgf = 2.24tonf$$

Se verifica que la resistencia a corte ( $\phi V_{sa}$ ) es mayor a la solicitud por corte ( $V_u$ ) para un perno.

$$\phi V_{sa} = 2.24tonf > V_u = 1.19tonf$$

#### A.4.2.5. Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante

La resistencia al arrancamiento por corte del grupo de conectores se calculó con la siguiente fórmula:

$$\phi V_{cbg} = 0.55 \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ec,V} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b$$

Previamente, se calcula la resistencia básica al arrancamiento de un anclaje  $V_b$ , este valor se calcula escogiendo el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_{b1} = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'c} (C_{a1})^{1.5}$$

$$V_{b2} = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'c} (C_{a1})^{1.5}$$

Se está considerando el valor de  $C_{a1} = 10cm$  y  $l_e = 8d_a = 10.16cm$ , con ello se tienen:

$$V_{b1} = 3.7 * 0.8 * \sqrt{210} * (10)^{1.5} = 375.7kgf$$

$$V_{b2} = 0.6 * \left(\frac{10.16}{1.27}\right)^{0.2} * \sqrt{1.27} * 0.8 * \sqrt{210} * (10)^{1.5} = 1356.4kgf$$

Se elige el valor de  $V_{b1}$  al ser menor de los dos y se reemplazan los valores de las constantes  $\Psi_{ec,V}$ ,  $\Psi_{ed,V}$ ,  $\Psi_{c,V}$  y  $\Psi_{h,V}$  según los artículos 17.7.2.3, 17.7.2.4, 17.7.2.5 y 17.7.2.6 respectivamente.

$$\phi V_{cbg} = 0.55 * \left(\frac{30000}{450}\right) * 0.75 * 0.8 * 1.4 * 1 * 375.7 = 29456.9kgf = 29.5tonf$$

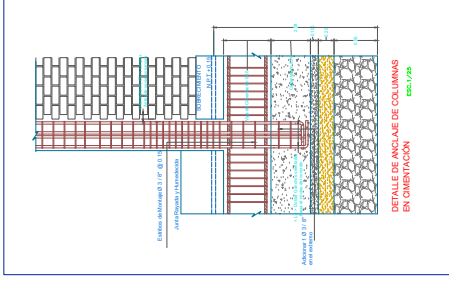
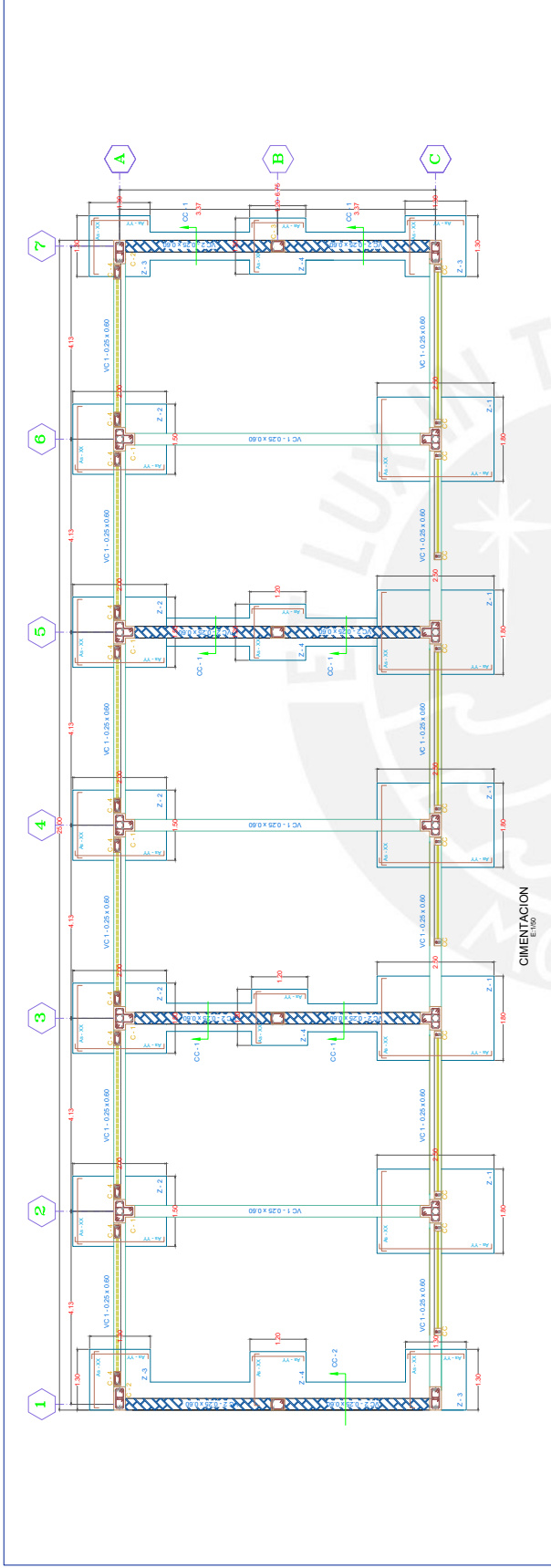
Se verifica que la resistencia al arrancamiento por corte ( $\phi V_{cbg}$ ) es mayor a la solicitud por corte ( $V_u$ ) para el grupo de pernos.

$$\phi V_{cbg} = 29.5tonf > V_u = 9.5tonf$$





**B. Anexo B: PLANOS ORIGINALES DEL  
PABELLÓN EDUCATIVO**



CIMENTACION  
E=150

**CUADRO DE ZAPATAS MODULO N° 1-2**

DESCRIPCION	TIPO	ANCHO (M)	PROFUNDIDAD (M)	ESPESOR (M)	ESPESOR DE FONDO (M)	ESPESOR DE SUPERFICIE (M)
Z-1	1.00	2.00	0.80	1.00	0.80	0.80
Z-2	1.00	2.00	0.80	1.00	0.80	0.80
Z-3	1.00	2.00	0.80	1.00	0.80	0.80
Z-4	1.00	2.00	0.80	1.00	0.80	0.80

**TRASLAPES Y EMPALMES**

ELEMENTO	Ø (mm)	Lap (m)	Lap (ft)	Ø (mm)	Lap (m)	Lap (ft)	NOTAS
TRASLAPES	Vigas	Tensión	0.00	0.00	0.00	0.00	1.18
		Compresión	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
COLUMNAS	Columnas	Tensión	0.00	0.00	0.00	0.00	1.18
		Compresión	0.00	0.00	0.00	0.00	1.18

**ESPECIFICACIONES TECNICAS CONCRETO ARMADO**

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACION: E-000 (SUBCATEGORÍA) Y CIMENTACIONES / JUNIO 2008

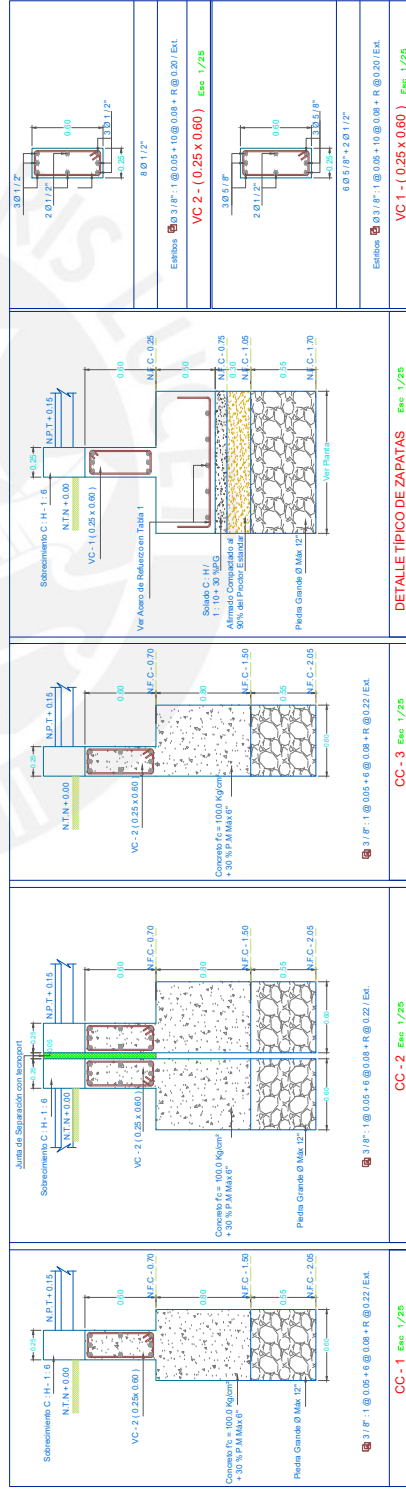
INDICADORES DE CALIDAD: E-000 (SUBCATEGORÍA) Y CIMENTACIONES / JUNIO 2008

RESISTENCIA MINIMA A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS

Elemento	Resistencia (kg/cm²)	Resistencia (psi)
Columnas	210.00	3045
Vigas	210.00	3045
Losas	100.00	1450

ESPECIFICACIONES TECNICAS DE ACIADO

Elemento	Clase de Acero	Resistencia (kg/cm²)	Resistencia (psi)
Columnas	CS-111.18	420.00	6045
Vigas	CS-111.18	420.00	6045
Losas	CS-111.18	420.00	6045



DETALLE TIPICO DE ZAPATAS Esc. 1/25



