

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ  
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PUCP**

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL CONSIDERANDO  
INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN CENTRO  
EDUCATIVO PUENTE PIEDRA**

**Trabajo de investigación para obtener el grado académico de BACHILLER EN  
CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORES**

Hernán Jhonatan Garro Manayay

Hebert Harley Sotelo Vargas

Gerardo Andre Grozo Alencar

Luis Augusto Argüelles Madalengoitia

Carlos Bruno Aguirre Plejo

**ASESOR**

Robinson Ucañan Diaz

Lima, diciembre, 2020

## Resumen

En la actual Norma Peruana de Diseño Sismorresistente, las características del suelo de fundación y su impacto en la respuesta de la estructura se representan en una modificación de la aceleración en el sitio de la edificación. Dicho factor se magnifica en la medida de la cantidad de energía remanente después de la disipada por la deformación del suelo debido a un determinado nivel de sismo. Por lo tanto, el efecto del suelo incide directamente en la construcción del espectro de diseño. Sin embargo, no se acompaña dicha consideración de las propiedades del terreno durante el proceso de análisis.

El desarrollo de la investigación y planteamiento de modelos más acertados con el comportamiento estructural surge con la necesidad de incrementar la confiabilidad de los resultados acordes a los objetivos de la ingeniería de desempeño y resiliencia. Por tal motivo, la interacción suelo-estructura es una de las principales líneas de estudio y busca conocer la modificación del movimiento del sistema de fundación.

En el presente trabajo de investigación se realiza un análisis modal espectral de un pabellón escolar de dos niveles y una azotea de muros de concreto armado, cimentado sobre un suelo arcilloso de baja plasticidad (clasificación S2 según Norma E.030). Se pretende validar los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura propuestos en las guías de diseño sismorresistente ASCE 41-13 y GBDS 2020. Asimismo, se compara los resultados obtenidos frente a un modelo de base fija en términos de fuerzas y desplazamientos del sistema y los elementos estructurales, dentro de los lineamientos de la Norma Peruana.

Finalmente, a partir de las comparaciones de cada modelo, se concluye que la flexibilización de la base genera un estiramiento del periodo, incremento de las derivadas, así como problemas de irregularidad torsional. Asimismo, la incidencia en las fuerzas de diseño tiene una mayor variabilidad según el tipo de elemento y su ubicación.

# ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN .....	1
2.	GENERALIDADES .....	2
2.1.	OBJETIVOS .....	2
2.1.1.	OBJETIVO GENERAL .....	2
2.1.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
2.2.	JUSTIFICACIÓN .....	2
2.3.	ALCANCE.....	3
2.4.	METODOLOGÍA .....	4
3.	MARCO TEÓRICO.....	6
3.1.	REVISIÓN DE LITERATURA.....	6
3.2.	BASES TEÓRICAS.....	6
3.2.1.	MODELO DE WINKLER.....	6
3.2.2.	EFFECTOS DE SITIO.....	8
3.2.3.	TEOREMA DE SUPERPOSICIÓN .....	9
3.2.4.	INTERACCIÓN INERCIAL .....	10
3.2.5.	INTERACCIÓN CINEMÁTICA .....	12
3.2.6.	MODELO DINÁMICO DE LA NORMA ASCE 41-13 .....	13
3.2.7.	MODELO DINÁMICO DE LA GBDS 2020.....	15
4.	MODELOS DE CÁLCULO .....	18
4.1.	CARÁCTERÍSTICAS GENERALES .....	18
4.1.1.	ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO .....	18
4.1.2.	CARGAS DE GRAVEDAD.....	19
4.1.3.	CARGA SÍSMICA .....	20
4.1.4.	PROPIEDADES DEL TERRENO .....	22
4.2.	CARACTERIZACIÓN DE LOS MODELOS.....	22
4.2.1.	MODELO DE BASE FIJA .....	23
4.2.2.	MODELO ASCE 41-13 .....	23
4.2.3.	MODELO GBDS 2020.....	25
5.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO .....	27
5.1.	MODELO DE BASE FIJA .....	27
5.2.	MODELO ASCE 41-13 .....	30
5.3.	MODELO GBDS 2020.....	33
6.	COMPARACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS .....	37
6.1.	ANÁLISIS MODAL.....	37
6.2.	DERIVAS INELÁSTICAS.....	37
6.3.	DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS.....	38
6.4.	IRREGULARIDAD TORSIONAL .....	39

6.5.	FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS .....	40
6.6.	FUERZAS INTERNAS EN PLACAS .....	42
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	45
7.1.	CONCLUSIONES .....	45
7.2.	RECOMENDACIONES.....	47
8.	REFERENCIAS:.....	49



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1 - Esquema del modelo de Winkler (Antoniuzzi, 2011). .....	7
Figura 3.2 – (a) Esquema de resortes para el análisis de un pilote. (b) Deformaciones en el pilote. (Desai & Zaman, 2013).....	8
Figura 3.3 - Modelo unidimensional de propagación de ondas (Fernández, 2007). .....	9
Figura 3.4 - Superposición del fenómeno de interacción suelo – estructura (Avilés, 1999).....	10
Figura 3.5 - (a) Deformación de un oscilador con base fija. (b) Deformación de un oscilador con flexibilidad vertical, horizontal y rotacional en la base (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012). ..	11
Figura 3.6 – Ratio de respuesta FFM, FIM y H-FIM para distintos sistemas estructurales (Jahankhah et al., 2013). .....	13
Figura 3.7 – Coeficientes de rigidez dinámica en superficie (ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2013). .....	14
Figura 3.8 – Coeficientes de corrección por embebido (ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2013).....	15
Figura 3.9 – Coeficientes de rigidez dinámica (Guía Boliviana de Diseño Sísmico, 2020). .....	16
Figura 3.10 – Modificadores de rigidez dinámica (Guía Boliviana de Diseño Sísmico, 2020).....	16
Figura 3.11 – Modificadores debido a efectos de embebido (Guía Boliviana de Diseño Sísmico, 2020). .....	17
Figura 4.1 – Estructuración en planta. ....	18
Figura 4.2 – Espectro de diseño para el proyecto. ....	22
Figura 4.3 – Modelo computarizado de base fija. ....	23
Figura 4.4 – Modelo computarizado de resortes puntuales. ....	24
Figura 4.5 – Datos de entrada de la zapata Z 1. ....	26
Figura 6.1 – Resultados del análisis modal. ....	37
Figura 6.2 – Análisis de distorsiones de entrepiso. ....	38
Figura 6.3 – Resultados de desplazamientos máximos. ....	39
Figura 6.4 – Análisis de irregularidad torsional. ....	40
Figura 6.5 – Fuerzas internas en la columna C2. ....	41
Figura 6.6 – Fuerzas internas en la columna C7. ....	41
Figura 6.7 – Fuerzas internas en la columna C16. ....	42
Figura 6.8 – Fuerzas internas en la placa P1. ....	43
Figura 6.9 – Fuerzas internas en la placa P3. ....	43
Figura 6.10 – Fuerzas internas en la placa P5. ....	44

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 – Lista de elementos estructurales para el análisis de fuerzas internas.....	18
Tabla 4.2 – Características geométricas de las zapatas.....	19
Tabla 4.3 – Pesos unitarios de los materiales (Norma E.020, 2006).....	20
Tabla 4.4 – Sobrecargas mínimas (Norma E.020, 2006). ....	20
Tabla 4.5 – Propiedades del terreno.....	22
Tabla 4.6 – Coeficientes de rigidez en la superficie. ....	24
Tabla 4.7 – Factores de corrección por embebido. ....	25
Tabla 4.8 – Coeficientes de rigidez modificados. ....	25
Tabla 4.9 - Perfil del estrato de suelo.....	26
Tabla 5.1 – Resultados del análisis modal del modelo de base fija. ....	27
Tabla 5.2 – Distorsiones de entrepiso del modelo de base fija.....	28
Tabla 5.3 – Desplazamientos máximos del modelo de base fija.....	28
Tabla 5.4 – Análisis de irregularidad torsional del modelo de base fija. ....	29
Tabla 5.5 – Fuerzas de diseño en columnas del modelo de base fija. ....	30
Tabla 5.6 - Fuerzas de diseño en los muros de corte del modelo de base fija. ....	30
Tabla 5.7 – Análisis modal del modelo del ASCE 41-13. ....	31
Tabla 5.8 – Distorsiones de entrepiso del modelo del ASCE 41-13.....	31
Tabla 5.9 – Desplazamientos máximos del modelo del ASCE 41-13. ....	32
Tabla 5.10 – Análisis de irregularidad torsional del modelo del ASCE 41-13.....	32
Tabla 5.11 – Fuerzas de diseño en columnas del modelo del ASCE 41-13.....	33
Tabla 5.12 – Fuerzas de diseño en muros de corte del modelo del ASCE 41-13. ....	33
Tabla 5.13 – Análisis modal del modelo de la GBDS 2020. ....	34
Tabla 5.14 – Distorsiones de entrepiso del modelo de la GBDS 2020. ....	34
Tabla 5.15 – Desplazamientos máximos del modelo de la GBDS 2020.....	35
Tabla 5.16 – Análisis de irregularidad torsional del modelo de la GBDS 2020.....	35
Tabla 5.17 – Fuerzas de diseño en columnas del modelo de la GBDS 2020.....	36
Tabla 5.18 – Fuerzas de diseño en muros de corte del modelo de la GBDS 2020. ....	36

## 1. INTRODUCCIÓN

El Perú se ubica sobre la placa sudamericana, en una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en el planeta, por lo tanto, está expuesto a un constante peligro. Durante la actividad sísmica, el daño inducido a una estructura puede ser de tal magnitud que la lleve al colapso y consecuentemente a pérdidas económicas o humanas. Por ello, constantemente los esfuerzos en la ingeniería se concentran en estimar la respuesta dinámica de una estructura mediante un modelo matemático que pueda representar acertadamente el problema real. En tal sentido, el fenómeno de interacción suelo - estructura es uno de los campos de mayor interés en la investigación, y paradójicamente, uno de los menos considerados en el análisis y diseño estructural en concordancia con los códigos normativos.

La interacción suelo - estructura es un campo interdisciplinario que se encuentra en la “frontera” entre la mecánica y dinámica de suelos y estructuras, la ingeniería sísmica, la geofísica y geomecánica, la ciencia de los materiales, los métodos numéricos y computacionales, entre otras disciplinas (Kausel, 2010).

Los métodos convencionales de análisis de estructuras consideran que la condición de apoyo de la superestructura se puede representar en un empotramiento perfecto con la cimentación. Sin embargo, la flexibilidad del suelo de fundación puede influir significativamente en el periodo, frecuencia, forma de vibración de la estructura, y por consiguiente en la magnitud de las fuerzas y desplazamientos del sistema.

## **2. GENERALIDADES**

### **2.1. OBJETIVOS**

#### **2.1.1. OBJETIVO GENERAL**

Conocer la incidencia de incorporar un esquema del fenómeno de interacción suelo – estructura en los resultados del análisis dinámico convencional.

#### **2.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Conocer las propiedades dinámicas del pabellón escolar.
- Analizar el alcance de los modelos de base flexible planteados por cada código.
- Calcular y comparar la respuesta máxima estructural (fuerzas y distorsiones de entrepiso) obtenida de cada método.
- Evaluar la influencia de los efectos de interacción suelo – estructura en el análisis sísmico del módulo escolar.
- Identificar aquellas condiciones del sistema de fundación más susceptibles a los fenómenos de interacción.

### **2.2. JUSTIFICACIÓN**

Debido a la complejidad e incertidumbre del comportamiento estructural no lineal, los códigos de diseño simplifican los procesos de cálculo por métodos lineales que favorecen su aplicabilidad por parte de los ingenieros proyectistas. No obstante, dicho modelo de cálculo

puede omitir factores que desencadenan en resultados muy alejados y más favorables que el comportamiento real.

De acuerdo a (Villarreal, 2009) existen tres errores conceptuales al emplear el método espectral en el diseño sismorresistente. En primer lugar, se utiliza un modelo lineal invariable. Adicionalmente, la aceleración del suelo corresponde a una medida normativa de la intensidad del sismo. Finalmente, se emplean coeficientes empíricos para estimar el comportamiento inelástico y determinar la resistencia de las edificaciones.

Uno de los supuestos más comunes es modelar el suelo como un material rígido e indeformable. Tal comportamiento no puede ser asumido indistintamente para cualquier tipo de suelo de fundación. Una justificación inexacta para adoptar tal esquema plantea que incorporar los efectos de la interacción suelo - estructura flexibiliza el sistema, y, por consiguiente, la respuesta de aceleración espectral y las fuerzas de diseño son reducidas. En tal sentido, resulta conservador realizar el diseño sismorresistente de los elementos a partir del método convencional. Tal premisa ignora que la flexibilización del sistema puede conllevar a un incremento en los desplazamientos y respectivas distorsiones de entrepiso, que se refleja en un importante daño que pueden llegar a sufrir los componentes estructurales de la edificación.

Por tal motivo, contemplar los efectos de la interacción suelo – estructura permitirá manejar un modelo más representativo y que reduzca en cierta medida la componente de incertidumbre en el análisis dinámico del sistema estructural.

### **2.3. ALCANCE**

La presente investigación pretende realizar el análisis sísmico de un pabellón escolar de dos niveles en el distrito de Puente Piedra en la ciudad de Lima, mediante el método convencional

de la Norma E.030 y las metodologías que incorporan los efectos la interacción suelo – estructura del código norteamericano ASCE 41-13 y la Guía Boliviana de Diseño Sísmico en su versión del año 2020. Se pretende comparar los resultados obtenidos de cada análisis y comprobar la influencia del fenómeno de estudio para este proyecto.

## **2.4. METODOLOGÍA**

La presente investigación tiene como finalidad demostrar, de manera ordenada y certera, la importancia de realizar los análisis y diseños estructurales teniendo en cuenta los efectos del comportamiento que presenta la interfaz suelo - estructura. Para tal efecto, el trabajo se desarrollará en cinco etapas y consistirán en las siguiente: una revisión bibliográfica de fuentes que aporten datos comprobados y confiables, el desarrollo de los conceptos teóricos, la conformación de los modelos estructurales en base a las normas seleccionadas, el análisis sísmico de cada modelo; y, por último, la comparación e interpretación de los resultados.

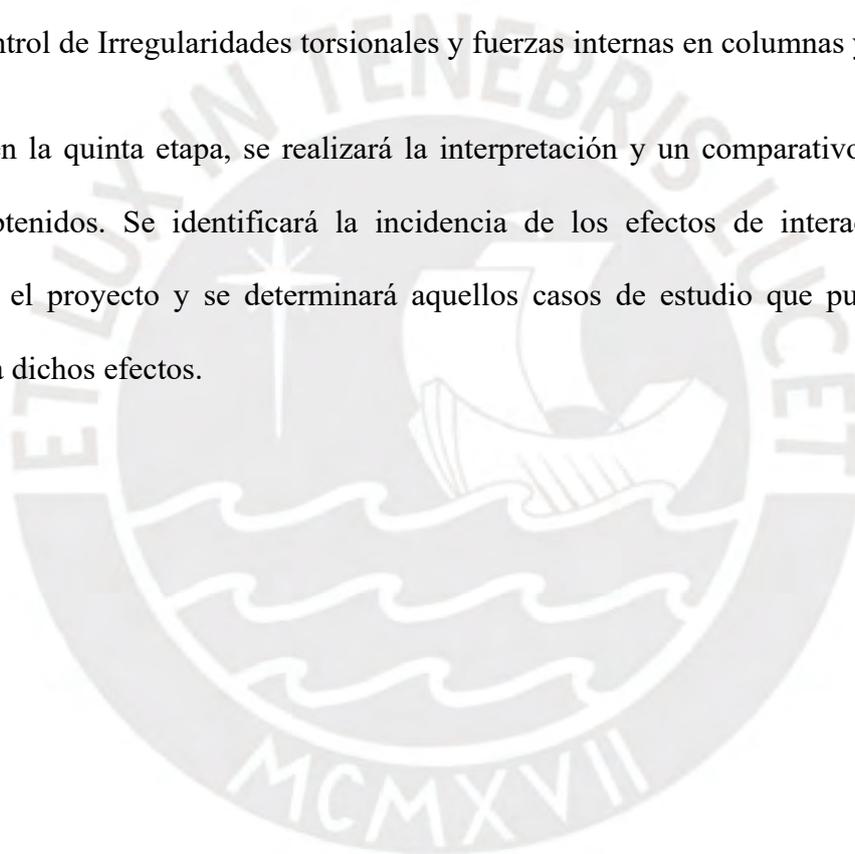
La primera etapa de esta investigación consistirá en la revisión de por lo menos quince fuentes que proporcionen información basada en conceptos teóricos confiables. A partir de ellas se dispondrá la información necesaria que constituirá la base conceptual para las etapas siguientes. Para este caso, se revisarán temas ligados a los fundamentos de la interacción suelo - estructura.

La segunda etapa de la investigación se basará en describir y desarrollar la parte teórica que será necesaria para desarrollar los cálculos e interpretaciones. Es decir, se realiza un detallado de conceptos teóricos, fórmulas, gráficas, tablas, entre otros que serán usadas en las etapas posteriores del documento.

En la tercera etapa, se realizará la conformación de los modelos estructurales planteados por cada método. Para este caso, se utilizará el software Etabs® como elemento computacional de apoyo para el desarrollo de los modelos estructurales y los cálculos del análisis sísmico.

En la cuarta etapa de la investigación, se desarrollará el análisis sísmico utilizando ambos modelos estructurales y utilizando las consideraciones y requerimientos de ambas normas en mención. En esta etapa, será de gran importancia obtener los cálculos, de manera ordenada y resumida, de lo siguiente: periodos estructurales, desplazamientos máximos, derivas de entrepiso, control de Irregularidades torsionales y fuerzas internas en columnas y placas.

Por último, en la quinta etapa, se realizará la interpretación y un comparativo de todos los resultados obtenidos. Se identificará la incidencia de los efectos de interacción suelo - estructura en el proyecto y se determinará aquellos casos de estudio que pueden ser más susceptibles a dichos efectos.



### 3. MARCO TEÓRICO

#### 3.1. REVISIÓN DE LITERATURA

- (*Norma Técnica E. 030 “Diseño Sismorresistente,”* 2018): La norma peruana establece los parámetros sísmicos para construir el espectro de diseño a emplear en el análisis lineal dinámico modal espectral.
- (*ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings,* 2013): Se toman en cuenta las consideraciones de fuerza y rigidez del suelo de cimentación que se indica en la norma ASCE 41-13, especificadas en el capítulo 8, correspondiente al riesgo del sitio geológico y consideraciones para el suelo de cimentación.
- (*Guía Boliviana de Diseño Sísmico,* 2020): Se presentan los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para la consideración del efecto de interacción suelo- estructura en base a los estudios de (Pais & Kausel, 1988).
- (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012): El libro en mención, se utilizó como base teórica tanto para el estudio de la interacción inercial como la interacción cinemática entre la estructura y el suelo en el que se apoya. Proporciona tablas de coeficientes de rigidez dinámica y amortiguamiento para el sistema de fundación.

#### 3.2. BASES TEÓRICAS

##### 3.2.1. MODELO DE WINKLER

El modelo de Winkler consiste en un método aproximado donde se considera al suelo de fundación como un lecho de resortes elásticos, donde el desplazamiento vertical  $U(z)$  en cada punto es independiente y proporcional a la carga aplicada proveniente de la superestructura.

De esta forma, se pretende dar solución al problema de fundaciones sobre medios elásticos aplicando métodos matriciales de cálculo.

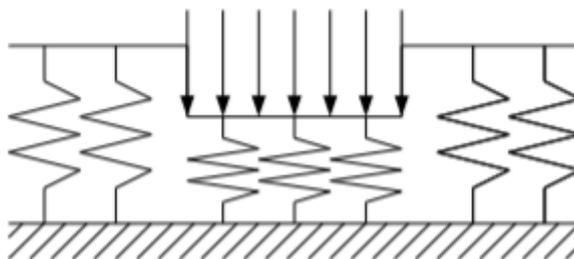


Figura 3.1 - Esquema del modelo de Winkler (Antoniazzi, 2011).

$$q = K * U(z)$$

La rigidez elástica asociada a cada resorte se denomina el coeficiente de balasto del terreno. Uno de los métodos para obtener dicho coeficiente es mediante el ensayo estático del plato de carga, para determinar la relación entre los esfuerzos y los asentamientos en el suelo. Pese a ello, el balasto depende adicionalmente de la geometría de la cimentación y no es uniforme en toda el área cargada, por lo que el modelo requiere ser calibrado.

Cuando un suelo se somete a esfuerzos de compresión uniforme, puede soportar cargas importantes. Por el contrario, esfuerzos de corte y tensión se manifiestan en colapsos prematuros del material. Asimismo, el modelo constitutivo depende de la presión existente. (Souli & Shahrour, 2012). En efecto, algunos de los conceptos que se ignoran en el método es la variabilidad del módulo de deformación con la profundidad; de igual forma, el asentamiento, para cargas inferiores al de consolidación, es despreciable (Freire T., 2001). Pese a todo ello, resulta bastante aceptable utilizar este método en análisis de carga gravitacionales, pseudo-estáticas y deformaciones del terreno a largo plazo.

Adicionalmente, el modelo de Winkler es comúnmente empleado en el análisis de pilotes cargados lateralmente. Se idealiza el problema como una viga soportada por resortes lineales elásticos en toda su longitud. La rigidez del elemento respecto al suelo influirá en la magnitud de las deformaciones y su distancia respecto al punto de concentración de la carga (Desai & Zaman, 2013).

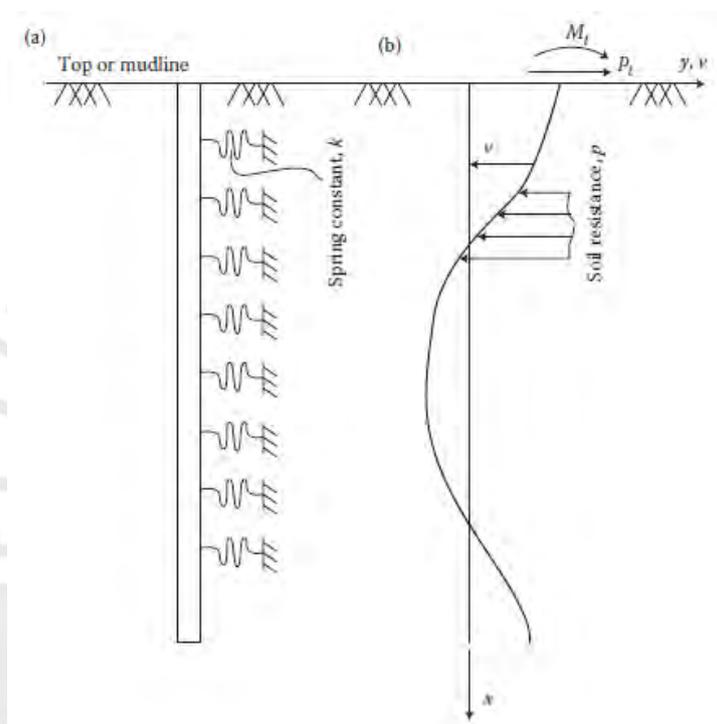


Figura 3.2 – (a) Esquema de resortes para el análisis de un pilote. (b) Deformaciones en el pilote. (Desai & Zaman, 2013)

### 3.2.2. EFECTOS DE SITIO

Los efectos de sitio corresponden a un fenómeno de propagación de ondas por medios estratificados. Específicamente, mediante el concepto de función de transferencia se determinan las modificaciones que sufrirá el movimiento del terreno firme (punto f) en su trayectoria hacia la superficie libre (punto b) debido a la presencia de estratos blandos (Fernández, 2007).

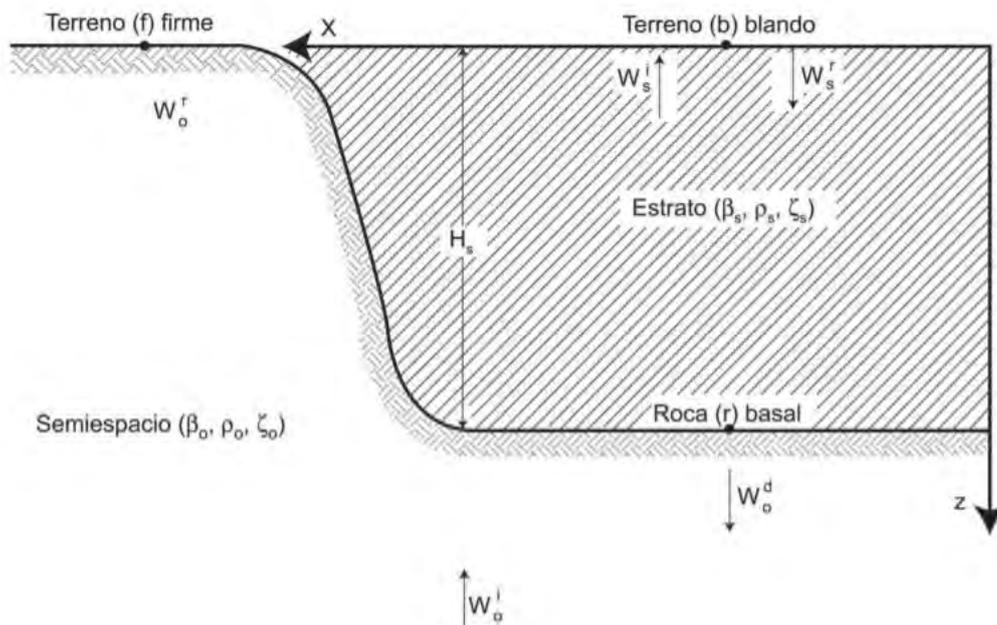


Figura 3.3 - Modelo unidimensional de propagación de ondas (Fernández, 2007).

Se puede expresar la respuesta de campo libre en base a la siguiente expresión:

$$w_b = H(w)w_f$$

Donde  $w_f$  es el movimiento de entrada en el punto  $f$ ,  $w_b$  es el movimiento de salida  $b$  y  $H(w)$  es la función de transferencia.

### 3.2.3. TEOREMA DE SUPERPOSICIÓN

El principio de superposición para la solución de la interacción suelo – estructura establece que la interacción total es la suma de la interacción cinemática más la interacción inercial. Para su demostración, es posible descomponer la ecuación general de movimiento en dos ecuaciones equivalentes, donde  $U_c$  representa la interacción cinemática; y  $U_i$ , la interacción inercial (Avilés, 1999).



Figura 3.4 - Superposición del fenómeno de interacción suelo – estructura (Avilés, 1999).

La incorporación de estos efectos es comúnmente más sensible para los suelos más blandos y sistemas de cimentación más rígidos. Los resultados de la investigación de (Haghollahi & Behnamfar, 2020) para edificios de distintas alturas y tipos de suelo, demuestran que en sistemas estructurales de pórticos, para los suelos más blandos puede haber un incremento del periodo hasta un 6%.

#### 3.2.4. INTERACCIÓN INERCIAL

El efecto de interacción inercial se refiere a los desplazamientos y rotaciones que ocurren en la cimentación de la estructura debido a fuerzas de inercia como cortantes en la base o momentos (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012). El modelo equivalente consiste en un oscilador simple apoyado sobre resortes y amortiguadores a lo largo de base infinitamente rígida que representan el comportamiento del suelo (Botero et al., 2004). La configuración deformada está sujeta al desplazamiento del suelo y la deformación de la estructura por efecto traslacional y rotacional.

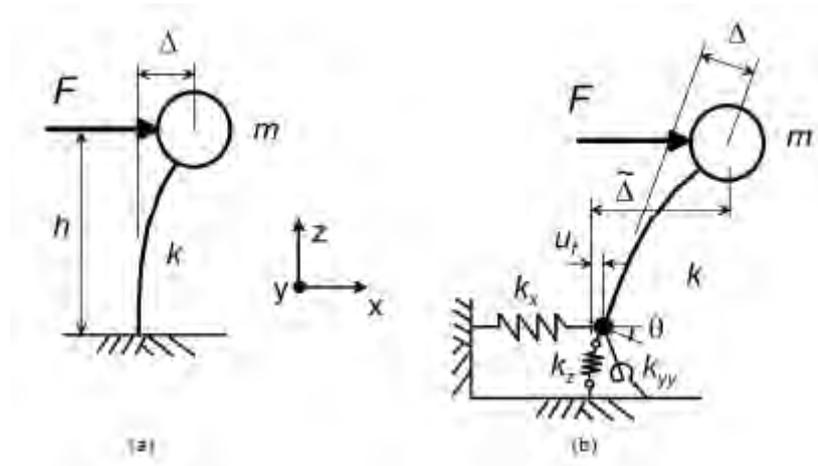


Figura 3.5 - (a) Deformación de un oscilador con base fija. (b) Deformación de un oscilador con flexibilidad vertical, horizontal y rotacional en la base (NEHRP Consultants Joint Venture, 2012).

La interacción inercial es posible analizar de forma desacoplada mediante una matriz de variable compleja, donde la rigidez del sistema corresponde a la parte real, mientras que el amortiguamiento, a la parte imaginaria. En efecto, se plantean funciones de impedancia que se encuentran en el dominio de la frecuencia angular de excitación. De esta forma, para cada excitación armónica, la impedancia dinámica se define como la razón entre la fuerza (o momento) y el desplazamiento (o rotación) resultante.

$$S = k + iwC$$

Donde  $S$  es la impedancia,  $k$  y  $c$  son coeficientes de rigidez y amortiguamiento y  $w$  es la frecuencia.

El modelamiento del comportamiento inelástico del sistema se puede asumir mediante un resorte elasto-plástico perfecto. La no linealidad del material del suelo se introduce con la degradación de la velocidad de onda de corte para cada deformación esperada (Khosravikia et al., 2017).

### 3.2.5. INTERACCIÓN CINEMÁTICA

La interacción cinemática consiste en determinar la excitación efectiva de la cimentación (FIM), superponiendo el movimiento en campo libre con el campo difractado por la cimentación perfectamente rígida y carente de masa (Avilés, 1999). Los dos fenómenos asociados a este tipo de interacción son la incoherencia de ondas en la cimentación (producto de la refracción de ondas) y el efecto de embebido del sistema de fundación.

La investigación realizada por (Jahankhah et al., 2013) comparó en distintos tipos de sistema estructural la respuesta considerando un movimiento en campo libre (FFM), un movimiento de entrada de la cimentación (FIM) y un movimiento de entrada horizontal (H-FIM), que ignora la rotación de la cimentación. Se analiza la influencia de las variables como altura de la estructura ( $h$ ), profundidad de cimentación ( $r$ ) y radio de giro. En las gráficas de la figura 3.5. el eje de las abscisas corresponde al periodo estructural, mientras el eje de las ordenadas indica la relación de la respuesta normalizada al FIM. Las conclusiones más importantes que se pueden deducir es la influencia marcada del efecto cinemático para edificaciones rígidas (de baja altura y grandes dimensiones en planta) y presencia de cimentaciones profundas (edificios con sótanos). La respuesta en campo libre puede ser hasta diez veces mayor que la respuesta considerando interacción cinemática para las condiciones más críticas.

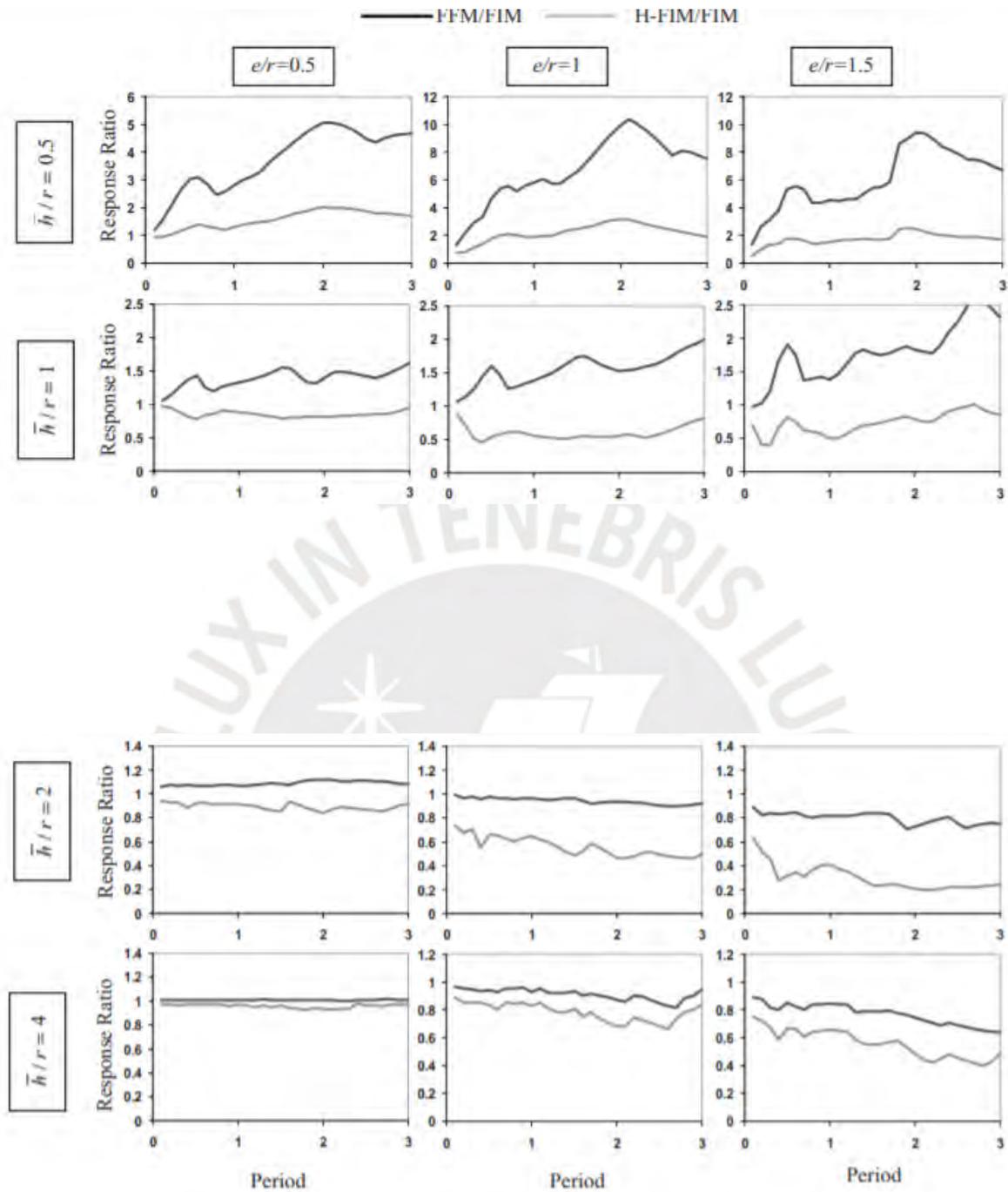


Figura 3.6 – Ratio de respuesta FFM, FIM y H-FIM para distintos sistemas estructurales (Jahankhah et al., 2013).

### 3.2.6. MODELO DINÁMICO DE LA NORMA ASCE 41-13

Para realizar el análisis considerando la interacción suelo-estructura, se necesita verificar las propiedades del suelo como su rigidez. Es por ello, que mediante las siguientes ecuaciones de la norma americana ASCE 41-13 se define a la cimentación de la estructura como resortes con cierta rigidez en particular:

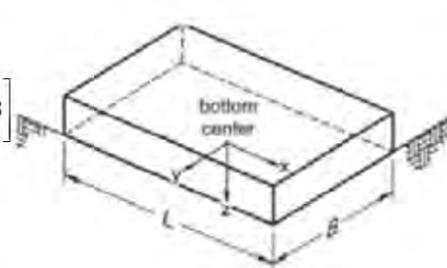
Translation along $x$ -axis	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	 <p style="text-align: center;">bottom center</p> <p style="text-align: center;"><math>L</math> <math>B</math></p> <p style="text-align: center;"><math>x</math> <math>y</math></p> <p style="text-align: center;">Orient axes such that <math>L &gt; B</math>. If <math>L = B</math>, use <math>x</math>-axis equations for both <math>x</math>-axis and <math>y</math>-axis.</p>
Translation along $y$ -axis	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along $z$ -axis	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 1.55 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about $x$ -axis	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.4 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about $y$ -axis	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.47 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsion about $z$ -axis	$K_{zz,sur} = GB^3 \left[ 0.53 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	

Figura 3.7 – Coeficientes de rigidez dinámico en superficie (ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2013).

Además, se considera un factor de corrección por empotramiento de la base.

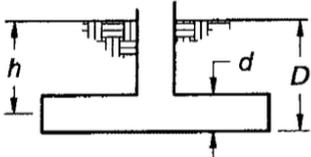
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left[1 + 1.6\left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$		
Translation along y-axis	$\beta_y = \left(1 + 0.21\sqrt{\frac{D}{L}}\right) \cdot \left[1 + 1.6\left(\frac{hd(B+L)}{LB^2}\right)^{0.4}\right]$		
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21}\frac{D}{B}\left(2 + 2.6\frac{B}{L}\right)\right] \cdot \left[1 + 0.32\left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{2/3}\right]$		
Rocking about x-axis	$\beta_{rx} = 1 + 2.5\frac{d}{B}\left[1 + \frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right]$		$d = \text{height of effective}$
Rocking about y-axis	$\beta_{ry} = 1 + 1.4\left(\frac{d}{L}\right)^{0.6}\left[1.5 + 3.7\left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]$		sidewall contact (may be
Torsion about z-axis	$\beta_{tz} = 1 + 2.6\left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}$		less than total foundation height)

Figura 3.8 – Coeficientes de corrección por embebido (ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2013).

Para resolver dichas ecuaciones, es necesario tener las propiedades del suelo de cimentación y las dimensiones de las zapatas. Debido a que, para el presente centro educativo, se realizó un estudio de mecánica de suelos, se puede obtener las propiedades del suelo y del diseño estructural se obtienen las dimensiones de la zapata para obtener la rigidez  $k$  para los resortes en la cimentación de la estructura.

### 3.2.7. MODELO DINÁMICO DE LA GBDS 2020

Se representa el fenómeno de interacción suelo – estructura mediante apoyos elásticos que representan la rigidez traslacional y amortiguamiento a lo largo de cada eje, así como la rigidez rotacional. Se denota la rigidez como  $k_j$  y se obtiene a partir de figura 3.9, los modificadores de rigidez dinámica del suelo  $a_j$  se obtienen de la figura 3.10, mientras que los modificadores  $n_j$  debido a los efectos de embebido de la figura 3.11.

$$k_j = K_j \cdot \alpha_j \cdot \eta_j$$

$$K_j = G \cdot B^m \cdot f\left(\frac{B}{L}\right)$$

$$\alpha_j = f\left(\frac{B}{L}, \alpha_0\right)$$

$$\eta_j = f\left(\frac{B}{L}, \frac{D}{B}, \frac{d_w}{B}, \frac{A_w}{B \cdot L}\right)$$

Grado de libertad	(Pais & Kausel, 1988)	(Gazetas, 1991), (Mylonakis, Nikolaou, & Gazetas, 2006)
Traslación a lo largo del eje z	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 3.1 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 1.6 \right]$	$K_{z,sur} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[ 0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L}\right)^{0.75} \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B}\right) + 1.6 \right]$	$K_{y,sur} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left(\frac{B}{L}\right)^{0.65} \right]$
Traslación a lo largo del eje x	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 2.4 \right]$	$K_{x,sur} = K_{y,sur} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L}\right)$
Torsión sobre el eje z	$K_{zz,sur} = GB^3 \left[ 4.25 \left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 4.06 \right]$	$K_{zz,sur} = GJ_t^{0.75} \left[ 4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L}\right)^{10} \right]$
Rotación sobre el eje y	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.73 \left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.27 \right]$	$K_{yy,sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} \left[ 3 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.15} \right]$
Rotación sobre el eje x	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.2 \left(\frac{L}{B}\right) + 0.8 \right]$	$K_{xx,sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} \left(\frac{L}{B}\right)^{0.25} \left[ 2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L}\right) \right]$

Figura 3.9 – Coeficientes de rigidez dinámico (Guía Boliviana de Diseño Sísmico, 2020).

Grado de libertad	(Pais & Kausel, 1988)	(Gazetas, 1991), (Mylonakis, Nikolaou, & Gazetas, 2006)
Traslación a lo largo del eje z	$\eta_z = \left[ 1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^{0.8} \right]$	$\eta_z = \left[ 1 + \frac{D}{21B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L}\right) \right] \left[ 1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{4BL}\right)^{2/3} \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\eta_y = \left[ 1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1+L/B}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^{0.8} \right]$	$\eta_y = \left( 1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[ 1 + 0.52 \left(\frac{z_w A_w}{BL^2}\right)^{0.4} \right]$
Traslación a lo largo del eje x	$\eta_x = \eta_y$	Misma ecuación que para $\eta_y$ , pero el termino $A_w$ cambia para $B \neq L$ .
Torsión sobre el eje z	$\eta_{zz} = \left[ 1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^{0.9} \right]$	$\eta_{zz} = 1 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{d_w}{B}\right)^{0.9}$
Rotación sobre el eje y	$\eta_{yy} = \left[ 1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^2}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^2 \right]$	$\eta_{yy} = 1 + 0.92 \left(\frac{d_w}{B}\right)^{0.6} \left[ 1.5 + \left(\frac{d_w}{D}\right)^{1.9} \left(\frac{B}{L}\right)^{-0.6} \right]$
Rotación sobre el eje x	$\eta_{xx} = \left[ 1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^2 \right]$	$\eta_{xx} = 1 + 1.26 \frac{d_w}{B} \left[ 1 + \frac{d_w}{B} \left(\frac{d_w}{D}\right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$

Figura 3.10 – Modificadores de rigidez dinámica (Guía Boliviana de Diseño Sísmico, 2020).

Grado de libertad	Modificadores de rigidez superficial	Amortiguamiento por radiación
Traslación a lo largo del eje z	$\alpha_x = 1.0 - \left[ \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3(L/B - 1)}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_z = \left[ \frac{4\psi(L/B)}{(K_{zz,rad}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\alpha_y = 1.0$	$\beta_y = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{yy,rad}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Traslación a lo largo del eje x	$\alpha_x = 1.0$	$\beta_x = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{xx,rad}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsión sobre el eje z	$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[ \frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{L/B - 1}\right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33(L/B - 1)}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{zz} = \left[ \frac{(4/3)[(L/B)^2 + (L/B)]a_0^2}{(K_{zz,rad}/GB^3) \left[ \left(\frac{1.4}{1 + 3(L/B - 1)^{0.75}}\right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rotación sobre el eje y	$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[ \frac{0.55a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^2}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{yy} = \left[ \frac{(4\psi/3)(L/B)^2 a_0^2}{(K_{yy,rad}/GB^3) \left[ \left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)}\right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rotación sobre el eje x	$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[ \frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B - 1}\right) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^2}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{xx} = \left[ \frac{(4\psi/3)(L/B) a_0^2}{(K_{xx,rad}/GB^3) \left[ \left(2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^2}\right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

Figura 3.11 – Modificadores debido a efectos de embebido (Guía Boliviana de Diseño Sísmico, 2020).

## 4. MODELOS DE CÁLCULO

### 4.1. CARÁCTERÍSTICAS GENERALES

#### 4.1.1. ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

El edificio consta de tres niveles, incluyendo una azotea. Se presenta la estructuración en planta. Se indican los elementos columnas y placas que se emplearán para la comparación de resultados en el análisis de las fuerzas internas.

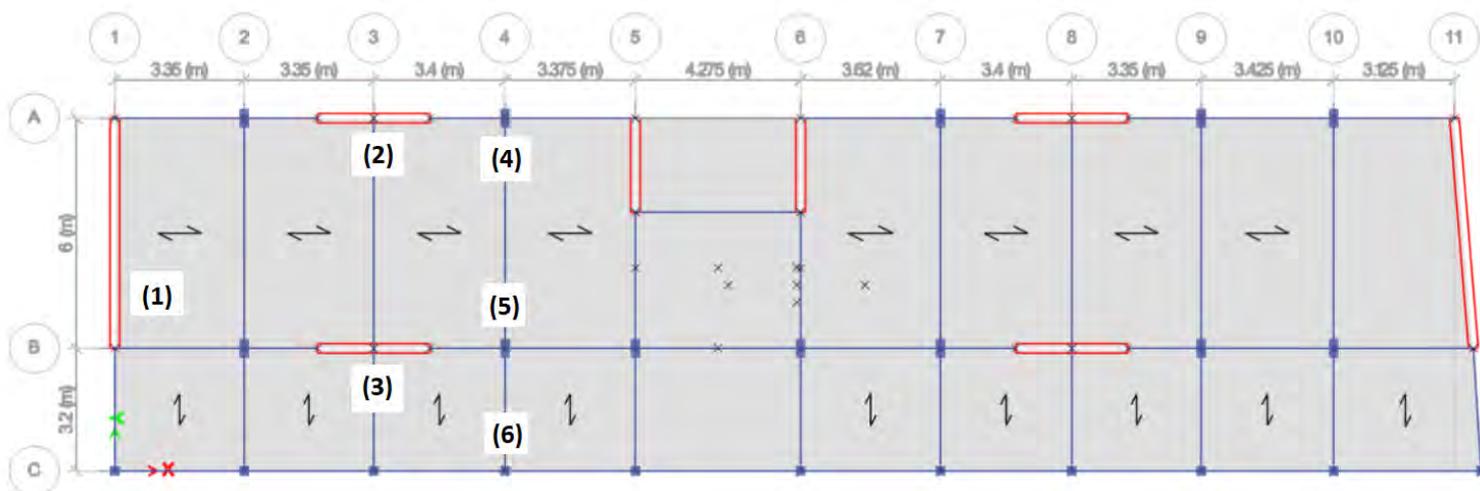


Figura 4.1 – Estructuración en planta.

Tabla 4.1 – Lista de elementos estructurales para el análisis de fuerzas internas.

Numeración	Elemento
1	Placa P1
2	Placa P2
3	Placa P3
4	Columna C2
5	Columna C7
6	Columna C16

En el anexo 1 se presenta la configuración del sistema de cimentación. A continuación, se resumen las características de las zapatas.

Tabla 4.2 – Características geométricas de las zapatas.

Dimensión	Z1	Z2	Z3	Z5	Z7	Z8	Z11	Z12	Z13	Z14
L (m)	9.55	8.20	4.35	2.00	8.50	2.20	2.35	1.10	1.35	1.65
B (m)	3.55	2.75	2.15	1.75	2.95	2.00	2.10	1.10	1.35	1.65
D (m)	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
d (m)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
h (m)	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90

Donde:

L = Largo de la zapata

B = Ancho de la zapata

D = Profundidad de cimentación

d = Peralte de la zapata

h = Distancia vertical desde el terreno al centroide de la zapata

#### 4.1.2. CARGAS DE GRAVEDAD

Las cargas muertas están constituidas por el peso de los elementos estructurales y no estructurales. Los tabiques y parapetos son cargas asignadas sobre los elementos viga.

Tabla 4.3 – Pesos unitarios de los materiales (Norma E.020, 2006).

Material	Peso unitario (ton/m <sup>3</sup> )
Concreto Armado	2.40
Aligerado convencional h = 17 cm	0.28
Unidades de albañilería hueca tubulares	1.40
Piso terminado	0.10

Las cargas vivas se asignan en los paños de losa de acuerdo al uso del ambiente, conforme a la Norma E.020.

Tabla 4.4 – Sobrecargas mínimas (Norma E.020, 2006).

Uso	S/C (ton/m <sup>2</sup> )
Aulas	0.25
Laboratorios	0.30
Corredores	0.40
Baños	0.30
Lugar de asamblea	0.40

### 4.1.3. CARGA SÍSMICA

Se realizará un análisis modal espectral con cada modelo de cálculo. El espectro de diseño se construye a partir de los parámetros sísmicos de la Norma E.030.

- Zonificación (Z)

La edificación al encontrarse en el departamento de Lima, se considerará un factor  $Z$  de 0.45.

- Factor de uso ( $U$ )

Para la presente investigación, al tratarse del análisis de un centro educativo, el factor de uso es de  $U= 1.5$ .

- Parámetros de Sitio ( $S$ ,  $T_p$  y  $T_l$ )

La estructura se encuentra en el distrito de Puente Piedra, cimentado en un suelo medianamente bueno ( $S_2$ ):  $S = 1.05$ ,  $T_p = 0.6$  y  $T_l = 2.0$ .

- Factor de amplificación sísmica ( $C$ )

Se considera que la edificación tiene un periodo estructural bajo, ubicándose en la plataforma del espectro; por lo que el factor de  $C$  será 2.5.

- Coeficiente de Reducción Sísmica ( $R$ )

La edificación pertenece al grupo de edificaciones importantes (clase A), por ende, no se permiten irregularidades ( $I_a= I_p = 1$ ). En base a la estructuración y la longitud de las placas en ambas direcciones, se considerará un  $R_o=6$  como un sistema de muros estructurales.

De esta manera, se obtiene el espectro de diseño a emplear en el análisis sísmico:

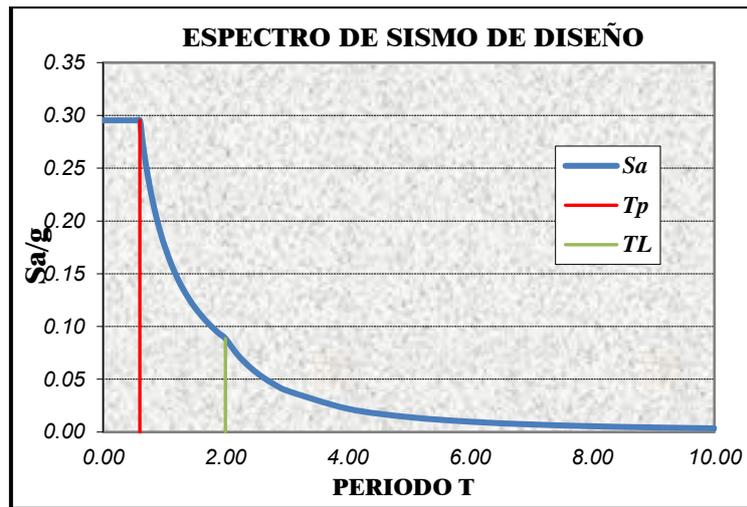


Figura 4.2 – Espectro de diseño para el proyecto.

#### 4.1.4. PROPIEDADES DEL TERRENO

Se presentan las propiedades de interés del terreno que se emplearán en los modelos de cálculo.

Tabla 4.5 – Propiedades del terreno.

<b>Densidad del suelo</b>	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	2002
<b>Velocidad de onda de corte</b>	Vs (m/s)	355
<b>Módulo de corte</b>	G (kN/m <sup>2</sup> )	102182
<b>Coefficiente de Poisson</b>	$\nu$	0.39

## 4.2. CARACTERIZACIÓN DE LOS MODELOS

#### 4.2.1. MODELO DE BASE FIJA

La representación de la rigidez infinita del sistema de cimentación se considera mediante apoyos de empotramiento en la unión de los elementos verticales con las zapatas.

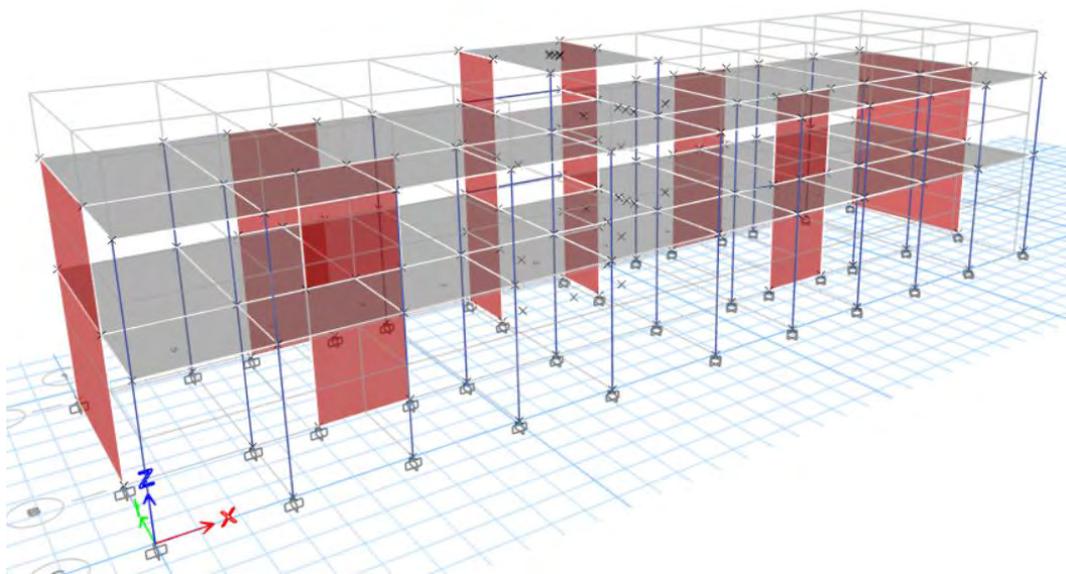


Figura 4.3 – Modelo computarizado de base fija.

#### 4.2.2. MODELO ASCE 41-13

Para representar el efecto de interacción en el modelo computarizado, se definirán resortes puntuales con rigidez traslacional y rotacional correspondiente a cada grado de libertad. Para el caso de zapatas aisladas, se asignarán dichos resortes puntuales en la unión de la columna

con la cimentación. Para el caso de zapatas combinadas, se definirán losas tipo “Shell Thick” y se asignará el resorte puntual en el centroide de cada elemento.

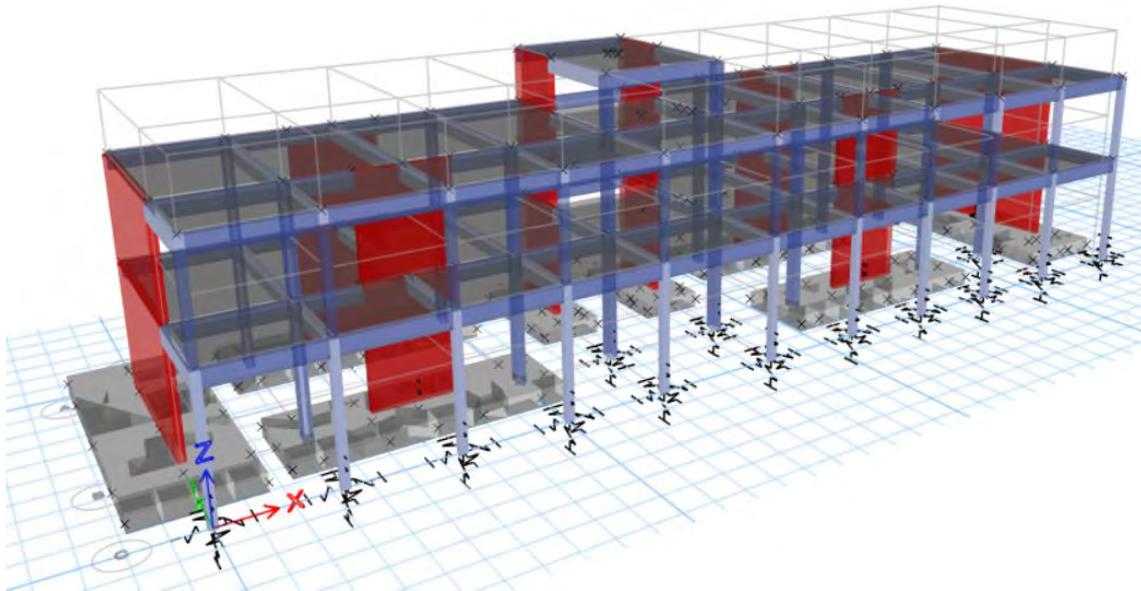


Figura 4.4 – Modelo computarizado de resortes puntuales.

En base a la geometría en planta de cada zapata y las propiedades del suelo, se obtuvieron los siguientes coeficientes de rigidez para una cimentación en la superficie.

Tabla 4.6 – Coeficientes de rigidez en la superficie.

Coeficientes de Rigidez en la Superficie										
	Z1	Z2	Z3	Z5	Z7	Z8	Z11	Z12	Z13	Z14
Kx (kN/m)	1727879	1416628	897246	545153	1491127	611482	647466	321144	394132	481717
Ky (kN/m)	1880200	1554987	953097	551499	1632024	616559	653812	321144	394132	481717
Kz (kN/m)	2411876	1988736	1235130	736755	2089266	825785	874664	433019	531432	649528
Kxx (kN-m)	8813718	4503508	1513804	500180	5386472	723652	849537	111479	206071	376242
Kyy (kN-m)	38124250	22655477	4302614	611875	25769951	837292	1007822	112371	207720	379252
Kzz (kN-m)	29702153	17456800	3543379	681867	19921477	964114	1143294	141445	261463	477376

A partir de la profundidad de enterramiento y peralte de cada zapata, se obtienen los factores de modificación por embebido de la cimentación.

Tabla 4.7 – Factores de corrección por embebido.

Factores de Corrección por Embebido										
	Z1	Z2	Z3	Z5	Z7	Z8	Z11	Z12	Z13	Z14
$\beta_x$	1.51	1.60	1.85	2.32	1.57	2.20	2.15	3.08	2.75	2.48
$\beta_y$	1.63	1.76	1.99	2.36	1.72	2.23	2.18	3.08	2.75	2.48
$\beta_z$	1.17	1.21	1.28	1.41	1.20	1.37	1.36	1.66	1.55	1.46
$\beta_{xx}$	1.52	1.70	2.01	2.49	1.65	2.24	2.16	4.07	3.25	2.67
$\beta_{yy}$	1.41	1.45	1.70	2.41	1.44	2.27	2.18	4.18	3.32	2.77
$\beta_{zz}$	1.72	1.88	2.23	2.86	1.84	2.68	2.59	4.01	3.51	3.09

Se obtienen los siguientes coeficientes de rigidez modificados que se implementarán en el software.

Tabla 4.8 – Coeficientes de rigidez modificados.

Coeficientes de Rigidez Modificados										
	Z1	Z2	Z3	Z5	Z7	Z8	Z11	Z12	Z13	Z14
$K_x$ (kN/m)	2610944	2264372	1661287	1263399	2347349	1347546	1389812	990271	1084964	1195814
$K_y$ (kN/m)	3060534	2729779	1900533	1300152	2804758	1374670	1422419	990271	1084964	1195814
$K_z$ (kN/m)	2832225	2403796	1582839	1039724	2504604	1133704	1185267	718424	822733	947872
$K_{xx}$ (kN-m)	13419469	7673023	3045989	1244794	8879303	1623049	1832878	453993	668830	1004026
$K_{yy}$ (kN-m)	53636714	32821292	7293941	1472650	37067719	1899016	2201400	470268	690644	1050745
$K_{zz}$ (kN-m)	51089642	32855177	7908101	1950326	36562413	2583451	2966192	567704	916777	1476145

### 4.2.3. MODELO GBDS 2020

Se utiliza el mismo modelo computarizado planteado en el método ASCE 41-13; sin embargo, se definen propiedades distintas de los resortes puntuales. Las tablas para determinar los coeficientes de rigidez y propiedades de amortiguamiento del sistema propuestos en la norma boliviana, se basan en los estudios de (Pais & Kausel, 1988). Dichos coeficientes se pueden emplear de manera automatizada en el software Etabs a partir de la definición de las propiedades (Peso unitario, Módulo de Corte, Coeficiente de Poisson, Velocidad de onda de corte) de un perfil de suelo y dimensiones de cada zapata.

Tabla 4.9 - Perfil del estrato de suelo.

Soil Layer Name	Elevation Of Top Of Layer (m)	Unit Weight (tonf/m <sup>2</sup> )	Shear Modulus (tonf/m <sup>2</sup> )	Poisson's Ratio	Cohesion (tonf/m <sup>2</sup> )	Friction Angle (deg)	Shear Wave Velocity (m/sec)	Color
Layer1	0	2.002	25720	0.39	30	0.01	355	

**General Data**

Property Name:

Display Color:

Property Notes:

---

**Isolated Column Footing Dimensions**

Length (along column major axis):  cm

Width (along column minor axis):  cm

Thickness:  cm

---

**Footing Embedment Depth**

Program Determined

User Defined:  cm

Figura 4.5 – Datos de entrada de la zapata Z 1.

## 5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

### 5.1. MODELO DE BASE FIJA

El periodo fundamental es 0.189 segundos y corresponde a la traslación en la dirección X. Se debe a que la dimensión en planta en esta dirección es la más larga, por lo que presenta una mayor flexibilidad. Existe un bajo componente de torsión, ya que cada modo principal contiene más del 80% de masa efectiva. Se alcanza un 100% de la masa efectiva en cada dirección para el análisis modal espectral.

Tabla 5.1 – Resultados del análisis modal del modelo de base fija.

Modo	T (s)	Proporción de Masa Efectiva					
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
<b>1</b>	<b>0.189</b>	<b>0.81</b>	0.00	0.00	0.81	0.00	0.00
<b>2</b>	<b>0.119</b>	0.00	<b>0.84</b>	0.00	0.81	0.85	0.00
3	0.112	0.04	0.01	0.01	0.85	0.85	0.01
<b>4</b>	0.078	0.00	0.00	<b>0.86</b>	0.85	0.85	0.86
5	0.036	0.15	0.00	0.00	1.00	0.86	0.87
6	0.029	0.00	0.14	0.00	1.00	0.99	0.87
7	0.028	0.00	0.00	0.00	1.00	0.99	0.87
8	0.020	0.00	0.00	0.13	1.00	0.99	1.00
9	0.016	0.00	0.01	0.00	1.00	1.00	1.00

Las derivas inelásticas se encuentran dentro del rango límite propuesto por la norma E.030, toda vez que se alcanza una deriva máxima de 0.007 en la azotea para el análisis en la dirección X.

Tabla 5.2 – Distorsiones de entrepiso del modelo de base fija

Análisis Dinámico X-X		
Nivel	X-Dir	Y-Dir
<b>Azotea</b>	<b>0.0070</b>	0.0002
<b>Techo 2</b>	0.0024	0.0004
<b>Techo 1</b>	0.0013	0.0002
<b>Base</b>	0.0000	0.0000

Análisis Dinámico Y-Y		
Nivel	X-Dir	Y-Dir
<b>Azotea</b>	0.0018	0.0010
<b>Techo 2</b>	0.0002	<b>0.0011</b>
<b>Techo 1</b>	0.0001	0.0007
<b>Base</b>	0.0000	0.0000

El desplazamiento máximo alcanzado en la azotea en la dirección X es de 2.62 cm, mientras que en la dirección ortogonal es de 0.76 cm.

Tabla 5.3 – Desplazamientos máximos del modelo de base fija.

Análisis Dinámico X-X		
Nivel	X-Dir (cm)	Y-Dir (cm)
<b>Azotea</b>	<b>2.62</b>	0.12
<b>Techo 2</b>	1.39	0.22
<b>Techo 1</b>	0.58	0.10
<b>Base</b>	0.00	0.00

Análisis Dinámico Y-Y		
Nivel	X-Dir (cm)	Y-Dir (cm)
<b>Azotea</b>	0.40	<b>0.76</b>
<b>Techo 2</b>	0.11	0.66
<b>Techo 1</b>	0.05	0.29
<b>Base</b>	0.00	0.00

Se presentan las ratios de desplazamiento máximo entre desplazamiento promedio para cada nivel. La componente torsional es prácticamente nula. Cabe resaltar que, en el techo del primer nivel en un análisis en X, se tiene una ratio considerable en la dirección ortogonal; pese a ello, no se cuenta con una irregularidad por torsión, pues la deriva para dicho caso es muy baja.

Tabla 5.4 – Análisis de irregularidad torsional del modelo de base fija.

Análisis Dinámico X-X		
Nivel	X-Dir	Y-Dir
<b>Azotea</b>	1.01	1.00
<b>Techo 2</b>	1.02	1.00
<b>Techo 1</b>	1.03	<b>1.70</b>

Análisis Dinámico Y-Y		
Nivel	X-Dir	Y-Dir
<b>Azotea</b>	1.00	1.03
<b>Techo 2</b>	1.04	1.09
<b>Techo 1</b>	1.05	<b>1.09</b>

Se presentan las fuerzas de diseño por cargas últimas en base a las combinaciones propuestas por la norma E.030 para los tres tipos de columna. Se observan las bajas solicitaciones por corte y momento, debido a que las cargas laterales de sismo son absorbidas casi en su totalidad por los muros de corte.

Tabla 5.5 – Fuerzas de diseño en columnas del modelo de base fija.

Fuerzas de Diseño					
Columna	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
<b>C2</b>	34.35	4.96	1.64	2.52	7.60
<b>C7</b>	43.30	4.04	1.80	2.45	5.73
<b>C16</b>	19.55	0.47	0.04	0.07	0.71

Se presentan las fuerzas de diseño por cargas últimas en base a las combinaciones propuestas por la norma E.030 para tres muros de corte característicos. Se resalta la gran cantidad de momento que solicita a la placa P1, debido a la estructuración en planta, que origina que presente la mayor distancia respecto al centro de rigidez.

Tabla 5.6 - Fuerzas de diseño en los muros de corte del modelo de base fija.

Fuerzas de Diseño					
Placa	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
<b>P1</b>	80.24	92.50	0.59	3.15	664.54
<b>P3</b>	55.11	42.86	0.62	1.45	208.47
<b>P5</b>	91.42	19.53	4.47	8.55	69.88

## 5.2. MODELO ASCE 41-13

El periodo fundamental es 0.243 segundos y corresponde a la traslación en la dirección Y. Existe un alto componente de torsión, ya que cada modo principal contiene entre un 40% y 70% de masa efectiva. Pese a no alcanzar el 100% de la masa total en ninguna dirección; se obtiene una masa efectiva acumulada superior al 90% de la masa total, requisito primordial para el análisis modal espectral según la norma E.030.

Tabla 5.7 – Análisis modal del modelo del ASCE 41-13.

Modo	T (s)	Proporción de Masa Efectiva					
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	<b>0.243</b>	0.30	<b>0.43</b>	0.12	0.30	0.43	0.12
2	<b>0.225</b>	<b>0.51</b>	0.30	0.03	0.81	0.73	0.14
3	<b>0.148</b>	0.00	0.13	<b>0.72</b>	0.81	0.86	0.86
4	0.113	0.02	0.00	0.00	0.83	0.86	0.86
5	0.055	0.00	0.00	0.00	0.83	0.86	0.86
6	0.043	0.11	0.00	0.00	<b>0.94</b>	0.86	0.86
7	0.041	0.00	0.00	0.00	0.94	0.86	0.87
8	0.037	0.00	0.09	0.00	0.94	<b>0.95</b>	0.87
9	0.026	0.00	0.00	0.09	0.95	0.95	<b>0.95</b>

La deriva inelástica máxima alcanzada es de 0.0057 en la azotea para un análisis en la dirección X, por lo que se cumple la normativa E.030. En los dos primeros niveles, las máximas derivas de producen para un análisis en la dirección Y.

Tabla 5.8 – Distorsiones de entrepiso del modelo del ASCE 41-13.

Análisis Dinámico X-X		
Nivel	X-Dir	Y-Dir
<b>Azotea</b>	<b>0.0057</b>	0.0011
<b>Techo 2</b>	0.0031	0.0021
<b>Techo 1</b>	0.0022	0.0021
<b>Base</b>	0.0000	0.0000

Análisis Dinámico Y-Y		
Nivel	X-Dir	Y-Dir
<b>Azotea</b>	0.0022	0.0021
<b>Techo 2</b>	0.0016	<b>0.0042</b>
<b>Techo 1</b>	0.0013	0.0042
<b>Base</b>	0.0000	0.0000

El desplazamiento máximo alcanzado en la azotea en la dirección X es de 2.98 cm, mientras

que, en la dirección ortogonal, el desplazamiento máximo se ubica en el segundo nivel y corresponde a 3.25 cm. En la base se alcanza hasta 0.41 cm de desplazamiento.

Tabla 5.9 – Desplazamientos máximos del modelo del ASCE 41-13.

Análisis Dinámico X-X		
Nivel	X-Dir (cm)	Y-Dir (cm)
<b>Azotea</b>	<b>2.98</b>	1.15
<b>Techo 2</b>	2.00	1.64
<b>Techo 1</b>	0.96	0.92
<b>Base</b>	0.20	0.13

Análisis Dinámico Y-Y		
Nivel	X-Dir (cm)	Y-Dir (cm)
<b>Azotea</b>	1.32	2.18
<b>Techo 2</b>	1.12	<b>3.25</b>
<b>Techo 1</b>	0.57	1.82
<b>Base</b>	0.41	0.27

Se presenta un caso de irregularidad torsional extrema (no permitido para edificios educativos) puesto que se obtienen ratios superiores a 1.5 y la deriva para dicho caso es mayor a 0.0035. Por lo tanto, se estaría presentando un incumplimiento normativo.

Tabla 5.10 – Análisis de irregularidad torsional del modelo del ASCE 41-13.

Análisis Dinámico X-X		
Nivel	X-Dir	Y-Dir
<b>Azotea</b>	1.01	1.08
<b>Techo 2</b>	1.02	1.55
<b>Techo 1</b>	1.08	<b>1.62</b>

Análisis Dinámico Y-Y		
Nivel	X-Dir	Y-Dir
Azotea	1.03	1.06
Techo 2	1.18	1.51
Techo 1	1.27	1.58

Se presentan las fuerzas de diseño por cargas últimas para los tres tipos de columna.

Tabla 5.11 – Fuerzas de diseño en columnas del modelo del ASCE 41-13.

Fuerzas de Diseño					
Columna	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
C2	21.82	5.09	1.99	3.07	6.99
C7	27.33	1.75	2.15	3.32	3.40
C16	20.71	0.61	0.09	0.27	0.87

Se presentan las fuerzas de diseño por cargas últimas en base a las combinaciones propuestas por la norma E.030 para tres muros de corte característicos

Tabla 5.12 – Fuerzas de diseño en muros de corte del modelo del ASCE 41-13.

Fuerzas de Diseño					
Placa	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
P1	82.44	55.30	1.45	5.82	364.63
P3	68.68	41.04	0.73	2.53	205.81
P5	92.86	33.32	3.56	6.87	129.43

### 5.3. MODELO GBDS 2020

El periodo fundamental es 0.264 segundos y corresponde a la traslación en la dirección X. Existe un ligero componente de torsión, ya que cada modo principal contiene alrededor del 70% de masa efectiva. Se alcanza el 90% de la masa total en cada dirección, conforme a la Norma E.030..

Tabla 5.13 – Análisis modal del modelo de la GBDS 2020.

Modo	T (s)	Proporción de Masa Efectiva					
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	<b>0.264</b>	<b>0.77</b>	0.04	0.02	0.77	0.04	0.02
2	<b>0.229</b>	0.06	<b>0.67</b>	0.13	0.83	0.71	0.16
3	<b>0.145</b>	0.00	0.15	<b>0.70</b>	0.83	0.86	0.86
4	0.114	0.01	0.00	0.00	0.84	0.86	0.86
5	0.055	0.00	0.00	0.00	0.84	0.86	0.86
6	0.044	0.10	0.00	0.00	<b>0.94</b>	0.86	0.87
7	0.042	0.00	0.09	0.00	0.94	<b>0.95</b>	0.87
8	0.036	0.00	0.00	0.07	0.94	0.95	<b>0.94</b>
9	0.029	0.00	0.00	0.00	0.94	0.95	0.94

La deriva inelástica máxima alcanzada es de 0.0053 en la azotea para la dirección X, y 0.0038 para la dirección Y en los techos del primer y segundo nivel. En efecto, se cumple con los lineamientos de la norma E.030.

Tabla 5.14 – Distorsiones de entrepiso del modelo de la GBDS 2020.

Análisis Dinámico X-X		
Nivel	X-Dir	Y-Dir
<b>Azotea</b>	<b>0.0053</b>	0.0008
<b>Techo 2</b>	0.0038	0.0017
<b>Techo 1</b>	0.0030	0.0017
<b>Base</b>	0.0000	0.0000

Análisis Dinámico Y-Y		
Nivel	X-Dir	Y-Dir
<b>Azotea</b>	0.0019	0.0019
<b>Techo 2</b>	0.0013	<b>0.0038</b>
<b>Techo 1</b>	0.0010	0.0038
<b>Base</b>	0.0000	0.0000

El desplazamiento máximo alcanzado en la azotea en la dirección X es de 3.47 cm, mientras que, en la dirección ortogonal, el desplazamiento máximo se ubica en el segundo nivel y corresponde a 2.93 cm. En la base se alcanza hasta 0.37 cm de desplazamiento.

Tabla 5.15 – Desplazamientos máximos del modelo de la GBDS 2020.

Análisis Dinámico X-X		
Nivel	X-Dir (cm)	Y-Dir (cm)
<b>Azotea</b>	<b>3.47</b>	0.76
<b>Techo 2</b>	2.59	1.28
<b>Techo 1</b>	1.30	0.71
<b>Base</b>	0.15	0.10

Análisis Dinámico Y-Y		
Nivel	X-Dir (cm)	Y-Dir (cm)
<b>Azotea</b>	1.22	1.99
<b>Techo 2</b>	0.87	<b>2.93</b>
<b>Techo 1</b>	0.44	1.64
<b>Base</b>	0.37	0.24

Se presenta un caso de irregularidad torsional extrema puesto que se obtienen ratios superiores a 1.5 y la deriva para dicho caso es igual a 0.0038 (ligeramente superior a la mitad de la deriva límite). Por lo tanto, se estaría presentando un incumplimiento normativo.

Tabla 5.16 – Análisis de irregularidad torsional del modelo de la GBDS 2020.

Análisis Dinámico X-X		
Nivel	X-Dir	Y-Dir
<b>Azotea</b>	1.02	1.15
<b>Techo 2</b>	1.04	1.70
<b>Techo 1</b>	1.08	<b>1.72</b>

Análisis Dinámico Y-Y		
Nivel	X-Dir	Y-Dir
<b>Azotea</b>	1.06	1.06
<b>Techo 2</b>	1.05	1.51
<b>Techo 1</b>	1.11	<b>1.60</b>

Se presentan las fuerzas de diseño por cargas últimas para los tres tipos de columna.

Tabla 5.17 – Fuerzas de diseño en columnas del modelo de la GBDS 2020.

Fuerzas de Diseño					
Columna	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
<b>C2</b>	20.00	5.08	2.15	3.32	7.76
<b>C7</b>	26.52	4.91	2.38	3.68	7.05
<b>C16</b>	20.68	0.74	0.06	0.24	1.16

Se presentan las fuerzas de diseño por cargas últimas en base a las combinaciones propuestas por la norma E.030 para tres muros de corte característicos

Tabla 5.18 – Fuerzas de diseño en muros de corte del modelo de la GBDS 2020.

Fuerzas de Diseño					
Placa	P (tonf)	V2 (tonf)	V3 (tonf)	M2 (tonf-m)	M3 (tonf-m)
<b>P1</b>	82.46	53.99	2.11	7.91	341.79
<b>P3</b>	68.68	37.33	0.65	2.29	187.72
<b>P5</b>	92.88	36.01	3.05	4.19	140.21

## 6. COMPARACIÓN E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

### 6.1. ANÁLISIS MODAL

La incorporación de resortes puntuales rotacionales y traslacionales originó un estiramiento considerable de los periodos obtenidos mediante el modelo de base fija, incrementándose hasta un 90%.

Se resalta el alto contenido de torsión que se produjo en el método del ASCE 41-13, motivo por el cual, el modo principal es en la dirección Y, pese a tener dimensiones en planta más largas en la dirección opuesta.

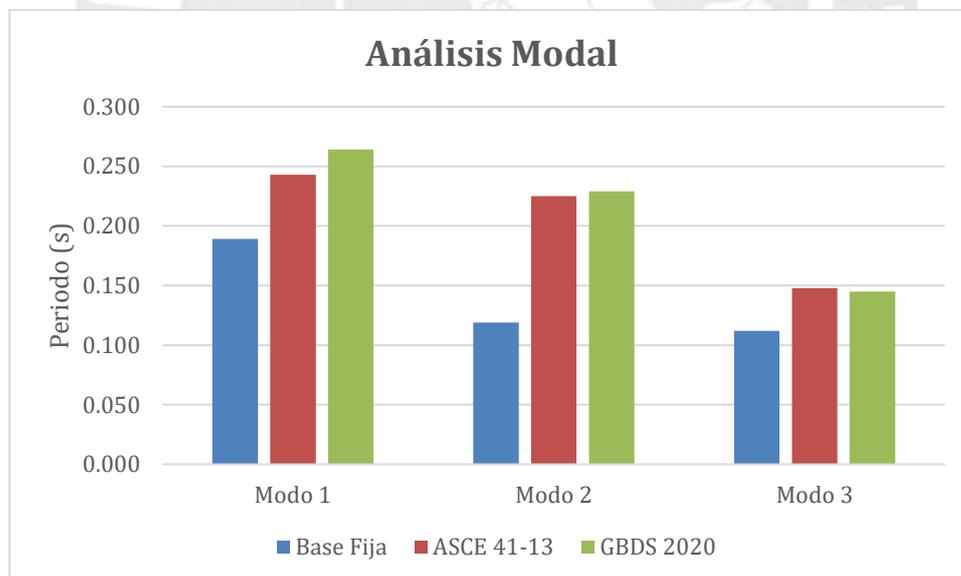


Figura 6.1 – Resultados del análisis modal.

### 6.2. DERIVAS INELÁSTICAS

El límite normativo de la distorsión angular de entrepiso es de 0.007 para concreto armado según la norma E.030. Dicho lineamiento se cumple para todos los casos. En la dirección X, se alcanza la mayor deriva en la azotea; sin embargo, para los niveles inferiores, las derivas son mayores para los modelos de base flexible. Asimismo, en la dirección Y, se flexibilizó el sistema estructural y se obtuvieron derivas inelásticas en el orden de diez veces más.

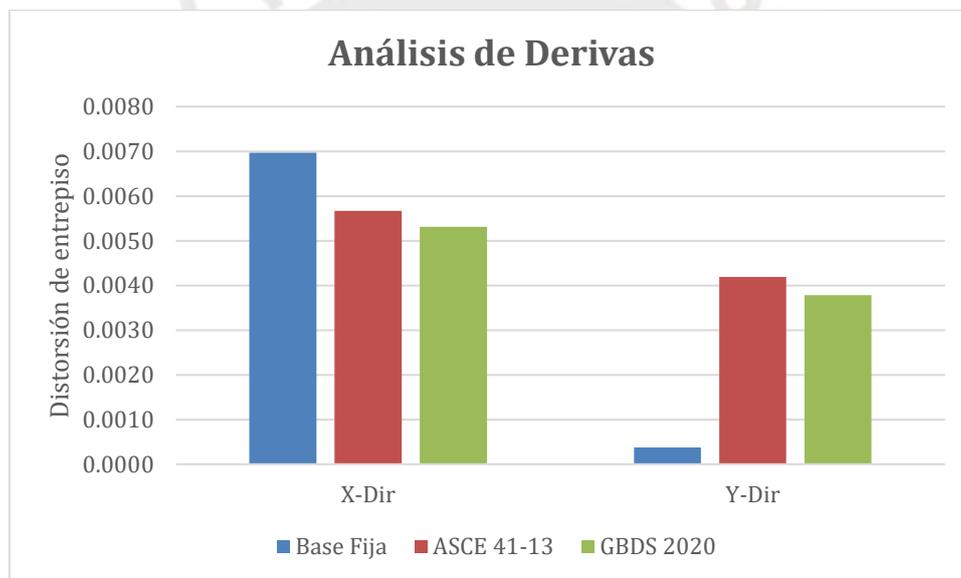


Figura 6.2 – Análisis de distorsiones de entrepiso.

### 6.3. DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS

El límite normativo de la distorsión angular de entrepiso es de 0.007 para concreto armado según la norma E.030. Dicho lineamiento se cumple para todos los casos. En la dirección X,

se alcanza la mayor deriva en la azotea; sin embargo, para los niveles inferiores, las derivas son mayores para los modelos de base flexible. Asimismo, en la dirección Y, se flexibilizó el sistema estructural y se obtuvieron derivas inelásticas en el orden de diez veces más.

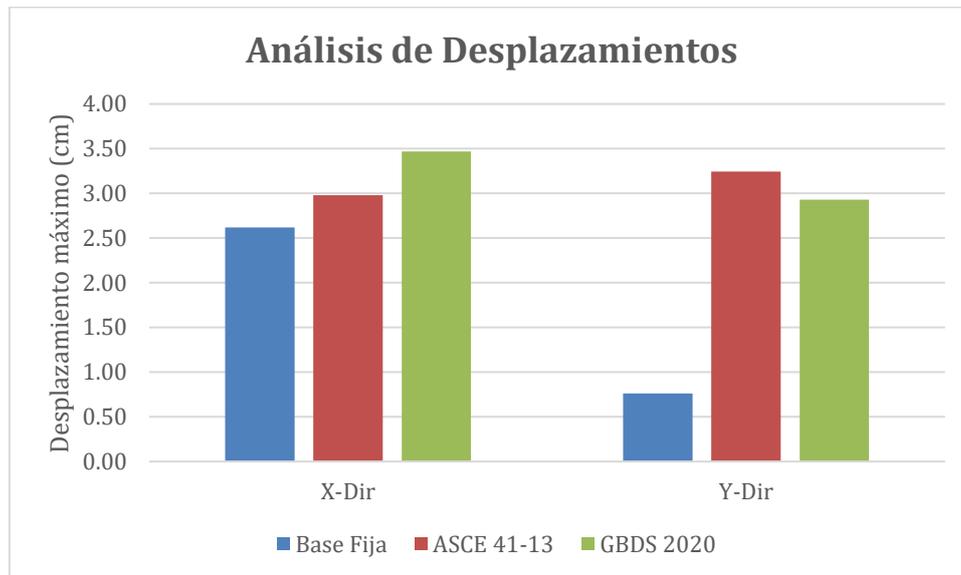


Figura 6.3 – Resultados de desplazamientos máximos.

#### 6.4. IRREGULARIDAD TORSIONAL

A partir de un modelo de base fija, se cumple con la restricción de irregularidad torsional para una edificación importante como es un módulo educativo. Por otro lado, los resultados del análisis con modelos de base flexible generan un incumplimiento de la normativa al obtener ratios propias de una irregularidad torsional extrema, específicamente para los análisis en la dirección Y. En consecuencia, con los datos obtenidos previamente, la flexibilización más crítica se produce para dicha dirección, y ha conllevado a desplazamientos de mayor magnitud.

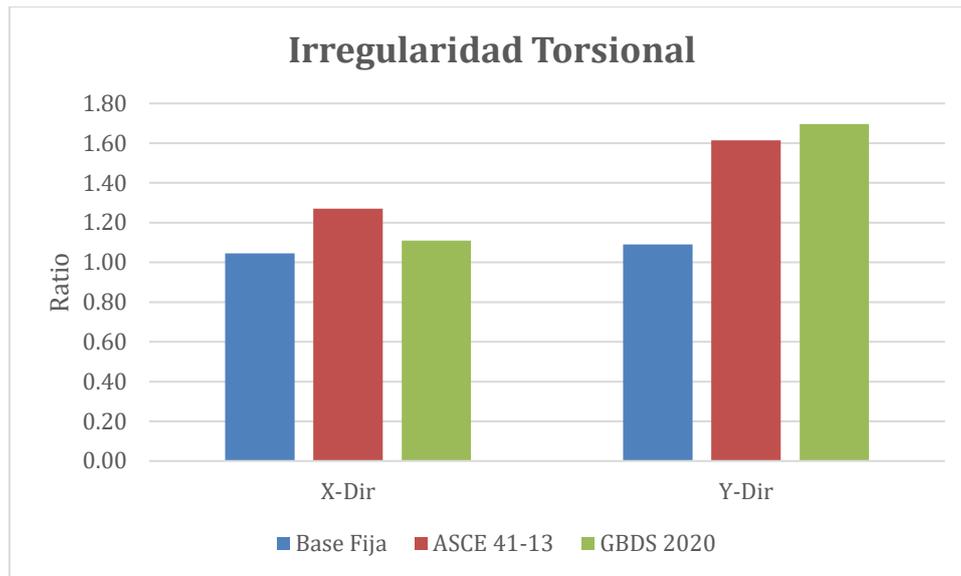


Figura 6.4 – Análisis de irregularidad torsional.

## 6.5. FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS

Para las columnas C2 y C7 que tienen una mayor área tributaria y forman parte de pórticos sísmicos, la principal diferencia se produce en la carga axial. Debido a que se anula la restricción de desplazamiento en la dirección vertical, el elemento tiene la libertad de desplazarse en dicha dirección, por lo que las fuerzas axiales se reducen. Las fuerzas de corte y momento son solicitaciones de baja magnitud en los elementos, y los tres modelos genera resultados similares. Para la columna C7, que conforma un pórtico gravitacional que recibe la carga de los corredores, se incrementaron ligeramente las fuerzas internas, obteniéndose las máximas solicitaciones mediante el modelo de la GBDS 2020.

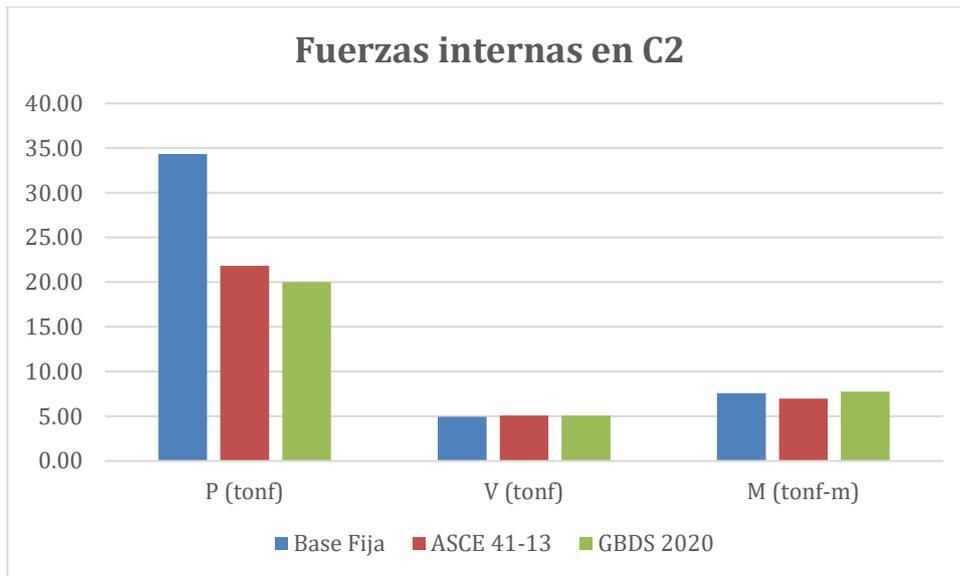


Figura 6.5 – Fuerzas internas en la columna C2.

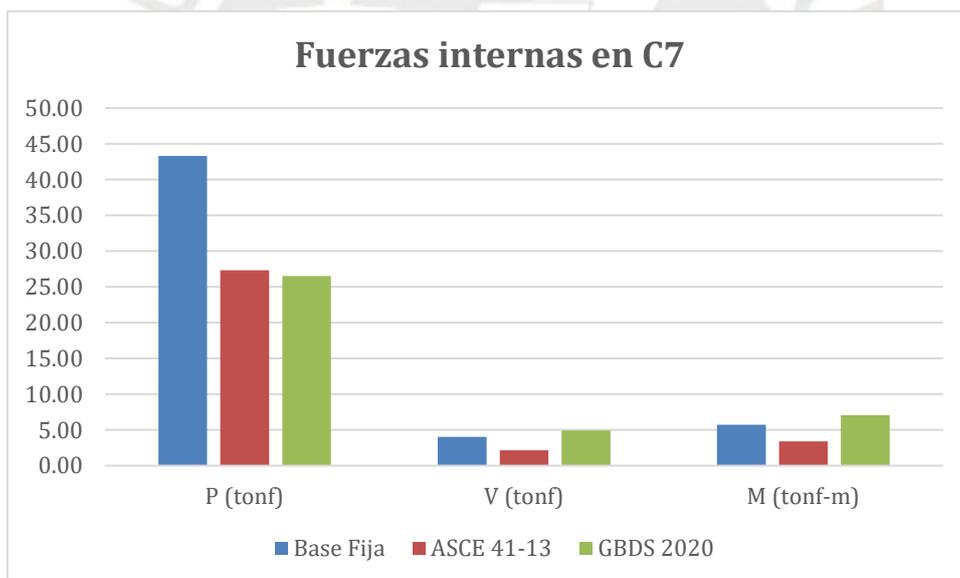


Figura 6.6 – Fuerzas internas en la columna C7.

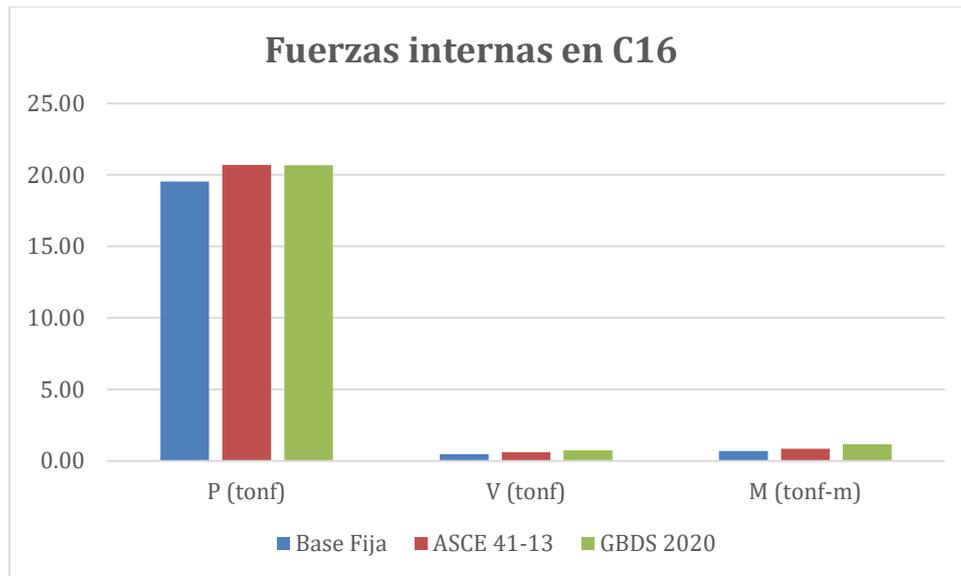


Figura 6.7 – Fuerzas internas en la columna C16.

## 6.6. FUERZAS INTERNAS EN PLACAS

Para el caso de muros de corte, que absorben en el sistema una gran cantidad de fuerza lateral sísmica, la principal diferencia se produce en la sollicitación de momento y hay una gran variación dependiendo de la ubicación del muro. Las sollicitaciones de momento en la placa P1 se redujeron considerablemente, mientras que en la placa P5, se incrementaron. En tal sentido, a partir de las configuraciones del sistema de cimentación, las placas centrales (P5) adquirieron mayor relevancia e influyen en mayor medida en la absorción de las fuerzas de corte, disminuyendo la magnitud de las cargas transmitidas hacia las placas laterales (P1).

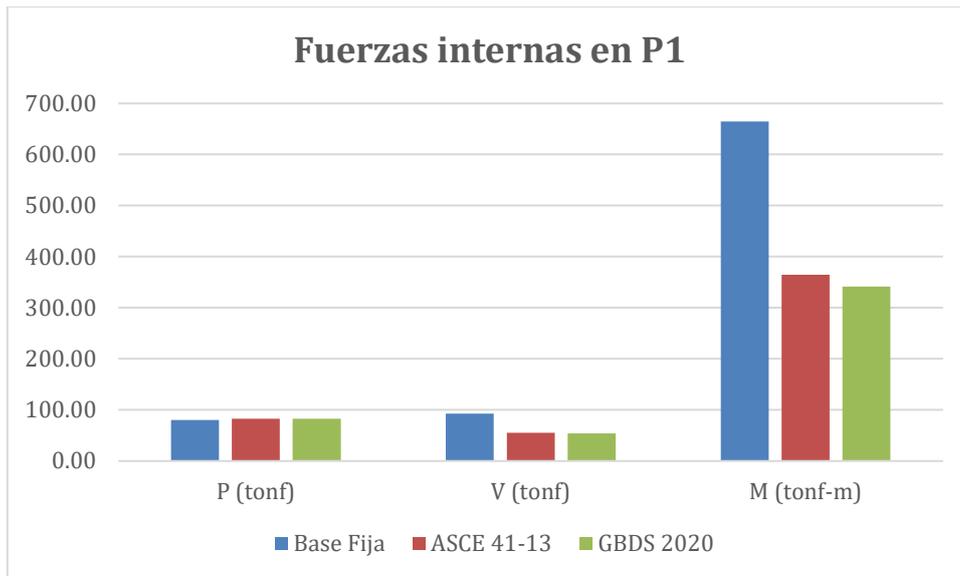


Figura 6.8 – Fuerzas internas en la placa P1.

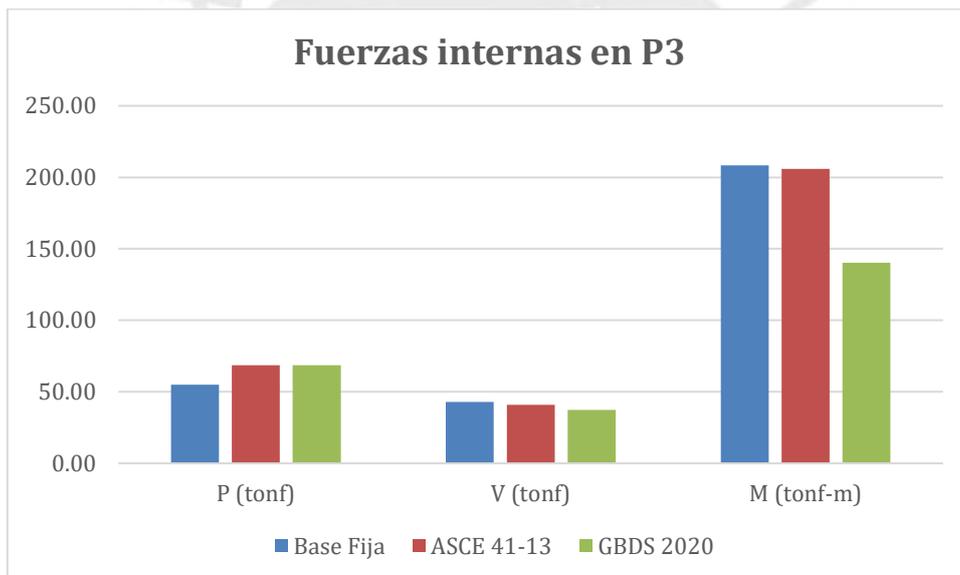


Figura 6.9 – Fuerzas internas en la placa P3.

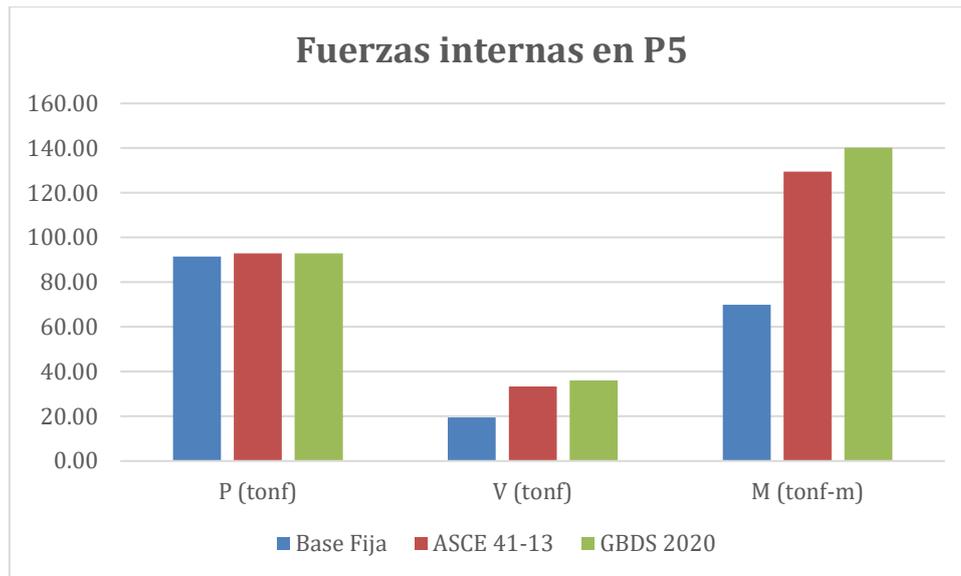
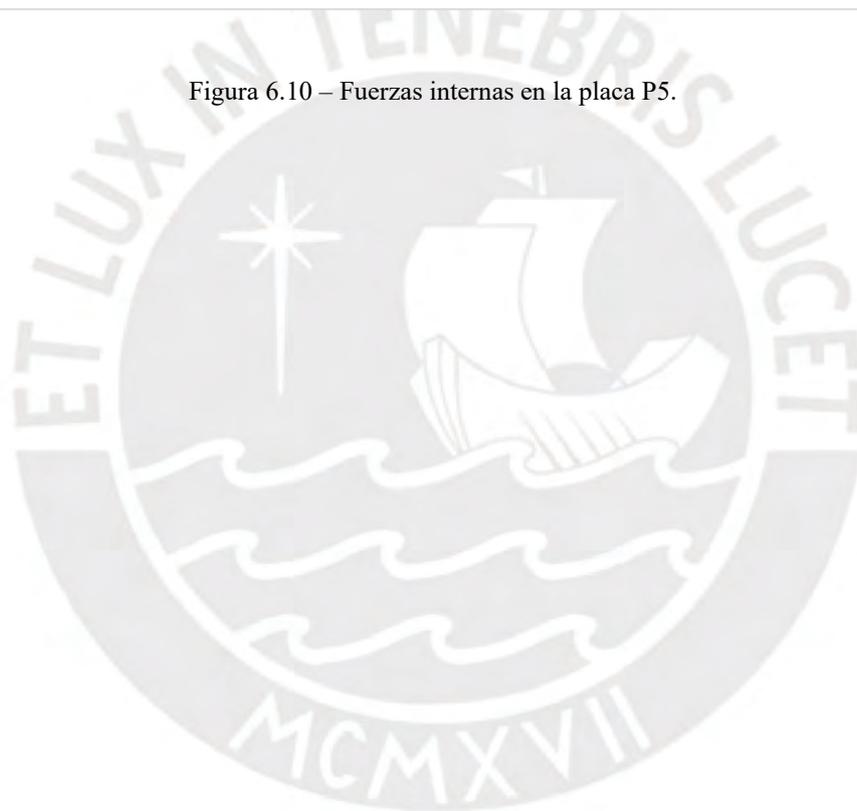


Figura 6.10 – Fuerzas internas en la placa P5.



## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 7.1. CONCLUSIONES

- La principal diferencia entre los modelos dinámicos de la Norma ASCE/SEI 41-17 y la GBDS 2020 es que el primero plantea únicamente coeficientes de rigidez dinámico, mientras que el segundo, considera el amortiguamiento del suelo como un medio de disipación de energía.
- No se consideraron los efectos de interacción cinemática debido a la carencia de vigas de cimentación, por lo que no existe una interconexión lateral entre el sistema de fundación. La incorporación de estos elementos incrementaría la rigidez torsional y se podría controlar las irregularidades por torsión y los problemas de masa efectiva.
- La consideración de una base flexible generó el estiramiento de los periodos fundamentales, conforme a las premisas del estudio.
- La dirección de análisis Y fue en la que se produjo la mayor flexibilización (dirección más rígida para base fija), comprobando que los efectos de ISE son más importantes para sistemas más rígidos.

- Los modelos de base flexible incrementaron los componentes de torsión en el sistema estructural. Se redujo el porcentaje de masa efectiva para los modos fundamentales y se obtuvieron irregularidades torsionales extremas. En consecuencia, se infringe la Norma E.030.
- El modelo del ASCE 41-13 generó las componentes de torsión más severas en términos de porcentaje de masa efectiva para los modos fundamentales.
- Se incrementaron los desplazamientos máximos en el techo, en mayor medida en la dirección Y, donde se había obtenido desplazamientos muy bajos para el modelo de base fija. Se magnificaron en 40% en la dirección X, y en más del 500% en la dirección Y.
- Las derivas inelásticas se encuentran dentro del rango permitido por la Norma E.030. Los modelos flexibles incrementaron las distorsiones de entrepiso del primer y segundo nivel, obteniendo el máximo valor con el modelo del ASCE 41-13. Sin embargo, para el análisis en X, el modelo de base fija resultó en la mayor deriva en la azotea. En la dirección en Y, las derivas se incrementaron hasta 10 veces el valor obtenido con base fija.
- La estructuración del edificio a partir de sistemas estructurales de muros, genera que las columnas que conforman los pórticos tengan una baja participación en la resistencia a las fuerzas laterales de sismo. En tal sentido, las solicitaciones por cortante y momento fueron mínimas y muy similares para todos los modelos.

- Los elementos columnas cumplen esencialmente la función de soportar las cargas gravitatorias. Para aquellas columnas que se encuentran cimentadas en zapatas combinadas junto con los muros, las solicitaciones de carga axial se redujeron hasta un 40% con los modelos flexibles. Para efectos de desempeño estructural, dichas columnas que trabajan con niveles de carga axial menores, podrán desarrollar una mayor ductilidad estructural.
- Los muros de corte, al comportarse como elementos en voladizo, las solicitudes de mayor interés son las fuerzas de corte y momento. En efecto, las cargas axiales se mantuvieron similares para los tres modelos.
- La comparación de la fuerza interna de momento ha tenido una gran variación dependiendo del tipo de muro y el modelo. La placa central P5 adquirió una mayor influencia y se duplicó el momento de diseño. En tal sentido, se desvirtúa el planteamiento que un análisis con base fija proporciona resultados conservadores par el diseño de los elementos estructurales. Para las placas P1 y P3, el modelo de base fija si proporcionó los mayores valores de diseño.

## 7.2. RECOMENDACIONES

- La modificación de las fuerzas internas en los elementos verticales, podría conllevar a la necesidad de vigas de cimentación. En general, se recomienda como una buena

práctica constructiva la inclusión de estos elementos y, en consecuencia, revisar la metodología para la incorporación de efectos de interacción cinemática en el análisis.

- Se puede complementar el análisis mediante una modificación del espectro de diseño debido a los efectos de ISE.
- Se podría emplear un modelo de Winkler para un análisis pseudo-estático y plantear zapatas apoyadas sobre resortes por unidad de área en base a un estudio geotécnico.



## 8. REFERENCIAS:

ASCE/SEI 41-13: *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. (2013).

Avilés, J. (1999). Interacción Suelo - Estructura - Conceptos de Diseño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 61, 23–55.

Botero, J., Fernández, J., & Rochel, R. (2004). Evaluación de los efectos inerciales de interacción dinámica suelo-estructura para edificaciones ubicadas en Medellín. *Revista Universidad EAFIT*, 40(134), 90–104.

Desai, C. S., & Zaman, M. (2013). Advanced Geotechnical Engineering. In *Advanced Geotechnical Engineering*. Taylor & Francis Group. <https://doi.org/10.1201/b15578>

Fernández, L. (2007). *Efectos de Interacción Dinámica Suelo-Estructura en Edificios con Primer Piso Blando*. Universidad Nacional Autónoma de México.

Freire T., M. J. (2001). Interacción del Suelo, Cimiento y Estructura: El caso de las zapatas (1a parte). *Informes de La Construcción*, 52.

*Guía Boliviana de Diseño Sísmico*. (2020).

Haghollahi, S., & Behnamfar, F. (2020). Performance Evaluation of Special RC Moment Frames against Collapse Considering Soil–Structure Interaction. *International Journal of Geomechanics*, 20(2). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001553](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001553)

Jahankhah, H., Ghannad, M. A., & Rahmani, M. T. (2013). *Alternative solution for kinematic interaction problem of soil – structure systems with embedded foundation*. 22(December 2010), 251–266. <https://doi.org/10.1002/tal>

Kausel, E. (2010). Early history of soil – structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 822–832. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.11.001>

Khosravikia, F., Mahsuli, M., & Ghannad, M. A. (2017). Probabilistic Evaluation of 2015

NEHRP Soil-Structure Interaction Provisions. *Journal of Engineering Mechanics*, 143(9), 04017065. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)em.1943-7889.0001274](https://doi.org/10.1061/(asce)em.1943-7889.0001274)

NEHRP Consultants Joint Venture. (2012). Soil-Structure Interaction for Building Structures. In *Nist Gcr* (Vol. 12, pp. 917–921).

*Norma E.020*. (2006).

*Norma Técnica E . 030 “Diseño Sismorresistente.”* (2018).

Souli, M., & Shahrour, I. (2012). A coupling method for soil structure interaction problems. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 30(13), 1303–1336. <https://doi.org/10.1002/nag>

Villarreal, G. (2009). *Interaccion sismica suelo- estructura en edificaciones con zapatas aisladas*.

